

6250/153/4/94 ✓

TUGAS AKHIR

TINJAUAN KEMBALI PERENCANAAN SHORT CUT K. KEMUNING SAMPANG - MADURA



ESS
627.4
T.R
3.1
310

Disusun oleh :

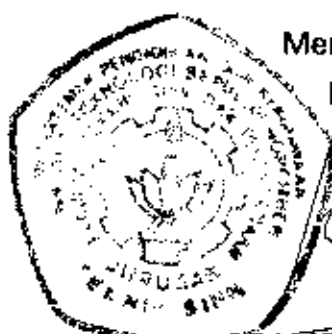
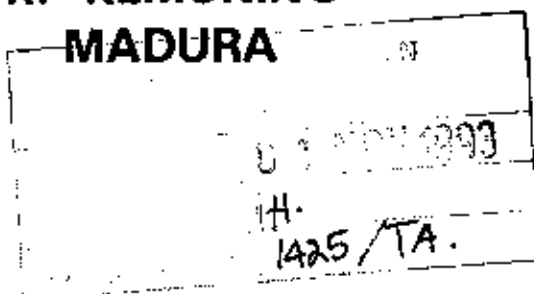
I. ACHMAD TIRMIDZI

NRP. 3893100816

**BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1993**

TUGAS AKHIR

TINJAUAN KEMBALI PERENCANAAN SHORT CUT K. KEMUNING SAMPANG MADURA



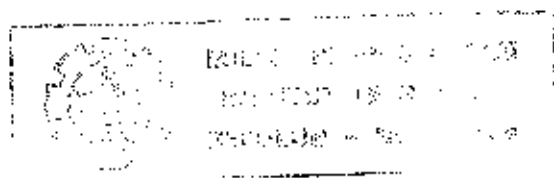
Mengetahui / Menyetujui.

Dosen Pembimbing

Comet 23/10/93

IR. BAMBANG SOEJADI DPL. HE.

BIDANG STUDI HIDROTEKNIK
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA
1993



A B S T R A K

Faktor penyebab banjir Kali Kemuning yang terletak di Kabupaten Sampang - Madura adalah bahaya erosi cukup besar, bagian tengah dan hilir alur Kali Kemuning relatif sempit akibat sedimentasi, hambatan aliran air terjadi karena adanya meander, tikungan dan belokan-belokan pada alur sungai.

Dari permasalahan diatas maka sebagai alternatif pemecahannya dibuat Short Cut Kali Kemuning. Sedangkan penentuan letak (jalur) Short Cut berdasarkan Kondisi Topografi, Efisiensi, Prioritas pembebasan banjir kota Sampang.

Analisa yang dilakukan adalah :

1. Analisa Hidrologi :

Perhitungan debit rencana didapat :

$$\begin{aligned} Q_2 &= 226 \text{ m}^3/\text{dt}, & Q_5 &= 286 \text{ m}^3/\text{dt}, & Q_{10} &= 396 \text{ m}^3/\text{dt} \\ Q_{50} &= 562 \text{ m}^3/\text{dt}, & Q_{100} &= 604 \text{ m}^3/\text{dt}. \end{aligned}$$

2. Perencanaan Short Cut :

Short Cut direncanakan untuk menampung $Q_{10}=396\text{m}^3/\text{dt}$,
 $b = 35 \text{ m}$, $h = 6,92 \text{ m}$, $n = 1 : 1$.

3. Stabilitas Lereng Short Cut :

$$\begin{aligned} - . F_s (\text{kosong}) &= 1,368 > 1,2 \text{ Aman} \\ - . F_s (\text{banjir}) &= 1,325 > 1,2 \text{ Aman} \end{aligned}$$

4. Jumlah angkutan sedimen yang akan melewati Short Cut

Kali Kemuning $Q_s = 93323,89 \text{ ton/tahun}$.

$$Q_b = 42944,56 \text{ ton/tahun}.$$

$$Q_{\text{total}} = 136268,45 \text{ ton/tahun}.$$

5. V saluran berada diantara V minimal dan V Kritis yaitu :

$$V_{\min}(0,76 \text{ m/dt}) < V_{\text{sal}}(2,15 \text{ m/dt}) < V_{\text{cr}}(2,26 \text{ m/dt})$$

KATA PENGANTAR

Dengan mengucapkan puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas semua rahmat dan hidayah-Nya, maka kami dapat menyelesaikan dan menyusun Tugas Akhir ini, sehingga dengan ini kami telah memenuhi salah satu dari syarat guna menyelesaikan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Namun bukan berarti kegiatan ilmiah kita sebagai kaum intelektual akan berhenti disini saja, masih banyak permasalahan yang memerlukan penyelesaian secepat mungkin dalam rangka pembangunan bangsa.

Terima kasih yang sebesar-besarnya kami sampaikan kepada :

1. Bapak Ir. Moesdaryono, M.Sc., sebagai Ketua Jurusan Teknik Sipil ITS.
2. Ibu Ir. Angraheni, M.Sc., sebagai Ketua Bidang Studi Hidroteknik.
3. Bapak Ir. Bambang Soejadi, Dipl. HE, sebagai Dosen Pembimbing.
4. Dan semua pihak yang telah membantu hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini.

Sebagai akhir kata, kami harapkan semoga Tugas Akhir ini mempunyai arti dan bermanfaat bagi bangsa dan negara.

Surabaya, 3 Agustus 1993

Penyusun

I. ACHMAD TIRMIDZI

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
ABSTRAK	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR GAMBAR	vi
DAFTAR TABEL	vii
BAB I : PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Permasalahan	4
1.3. Maksud dan Tujuan	5
1.4. Batasan Masalah	6
1.5. Data yang diperlukan	6
BAB II : ANALISA HIDROLOGI	7
2.1. Data Hidrologi	7
2.2. Perhitungan Hujan Rencana	12
2.2.1. Perhitungan tinggi hujan rata-rata	12
2.2.2. Perhitungan hujan rencana	14
2.3. Perhitungan debit banjir rencana	16
2.3.1. Perhitungan Debit Banjir untuk Sungai Kemuning	16
2.3.2. Perhitungan Hydrograph banjir	23

DAFTAR TABEL

	hal
Tabel II.1 Data curah hujan Stasiun Tambelangen	8
Tabel II.2 Data curah hujan Stasiun Omben	8
Tabel II.3 Data curah hujan Stasiun Sampang	9
Tabel II.4 Data pasang surut.	11
Tabel II.5 Curah hujan rata-rata Sta.Tambelangen	12
Tabel II.6 Curah hujan rata-rata Sta. Omben	13
Tabel II.7 Curah hujan rata-rata Sta. Sampang	13
Tabel II.8 Curah hujan maksimum rata-rata tahun di DAS Kali Kemuning	14
Tabel II.9 Perhitungan hujan rancana	15
Tabel II.10 Perhitungan hujan rencana	16
Tabel II.11 Perhitungan pembagian curah hujan	18
Tabel II.12 Distribusi hujan efektif jam-jaman	20
Tabel II.13 Harga Y pada metode Alexeyev	25
Tabel II.14 Perhitungan U.H.metode Snyder Alexeyev	27
Tabel II.15 Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 2 th	30
Tabel II.16 Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 5 th	31
Tabel II.17 Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 10 th	32
Tabel II.18 Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 50 th	33
Tabel II.19 perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 100th	34
Tabel III.1 Perhitungan kemiringan memanjang dasar sungai K.Kemuning	50
Tabel III.2 Perhitungan kemampuan palung sungai	53
Tabel III.3 Perhitungan dalam aliran	56
Tabel III.4 Penentuan lebar dasar Short Cut	64
Tabel IV.1 Harga satuan α, α_2 dan β	76
Tabel IV.2 Koordinat formasi garis rembesan	79
Tabel IV.3 Stabilitas lereng Short Cut	80
Tabel IV.4 Stabilitas lereng Short Cut	82
Tabel IV.5 Jalur rembesan tekanan air (Lane)	89
Tabel IV.6 Stabilitas bendung (debit rendah)	91

Tabel	IV.7	Stabilitas bendung lanjutan	92
Tabel	IV.8	Jalur rembesan tekanan air (banjir)	98
Tabel	IV.9	Stabilitas bendung (debit banjir)	100
Tabel	IV.10	Stabilitas bendung lanjutan	101
Tabel	IV.11	Perhitungan h dan V	104
Tabel	IV.12	Perhitungan suspended load	106
Tabel	IV.13	Distribusi t	109
Tabel	IV.14	Perhitungan analisa pers. suspended load	110
Tabel	IV.15	Analisa statistik suspended load	111
Tabel	IV.16	Hasil analisa suspended load	111
Tabel	IV.17	Perhitungan Qsb rata-rata bulanan	112
Tabel	IV.18	Perhitungan h dan V	116

DAFTAR GAMBAR

	hal
Gambar I.1 Daerah Sampang dan sekitarnya	3
Gambar II.1 Pembagian curah hujan pada jam ke-t	19
Gambar II.2 Hidrograph Satuan	20
Gambar II.3 Unit Hidrograph banjir rencana	28
Gambar II.4 Hidrograph banjir rencana 2 th	35
Gambar II.5 Hidrograph banjir rencana 5 th	36
Gambar II.6 Hidrograph banjir rencana 10 th	37
Gambar II.7 Hidrograph banjir rencana 50 th	38
Gambar II.8 Hidrograph banjir rencana 100 th	39
Gambar III.1 Rencana Short Cut	44
Gambar III.2 Mendapatkan bentuk trapesium	46
Gambar III.3 Penampang Kali Kemuning pada patok no 1	51
Gambar III.4 Penampang Kali Kemuning rata-rata	55
Gambar III.5 Penampang sungai dalam keadaan Y_c	60
Gambar III.6 Penampang sungai dengan air laut pasang	62
Gambar III.7 Draw down	62
Gambar IV.1 Dimensi Short Cut	68
Gambar IV.2 Perencanaan pelimpah	69
Gambar IV.3 Kolam olakan dasar type II	70
Gambar IV.4 Perhitungan pelimpah samping	71
Gambar IV.5 Potongan melintang bendung	73
Gambar IV.6 Formasi rembesan menurut Casagrande	74
Gambar IV.7 Metode Fellenius	75
Gambar IV.8 Penampang short cut	78
Gambar IV.9 Bidang longsor (kosong)	81
Gambar IV.10 Bidang Longsor (terisi air)	83
Gambar IV.11 Penampang bangunan pelimpah samping	85
Gambar IV.12 Gaya - gaya pada bendung	86
Gambar IV.13 Grafik hubungan antara h dan V	117
Gambar IV.14 Pertemuan muara short cut dengan laut dalam keadaan pasang	118
Gambar IV.15 Situasi, rencana bendung, potongan melintang bendung	122

B A B I

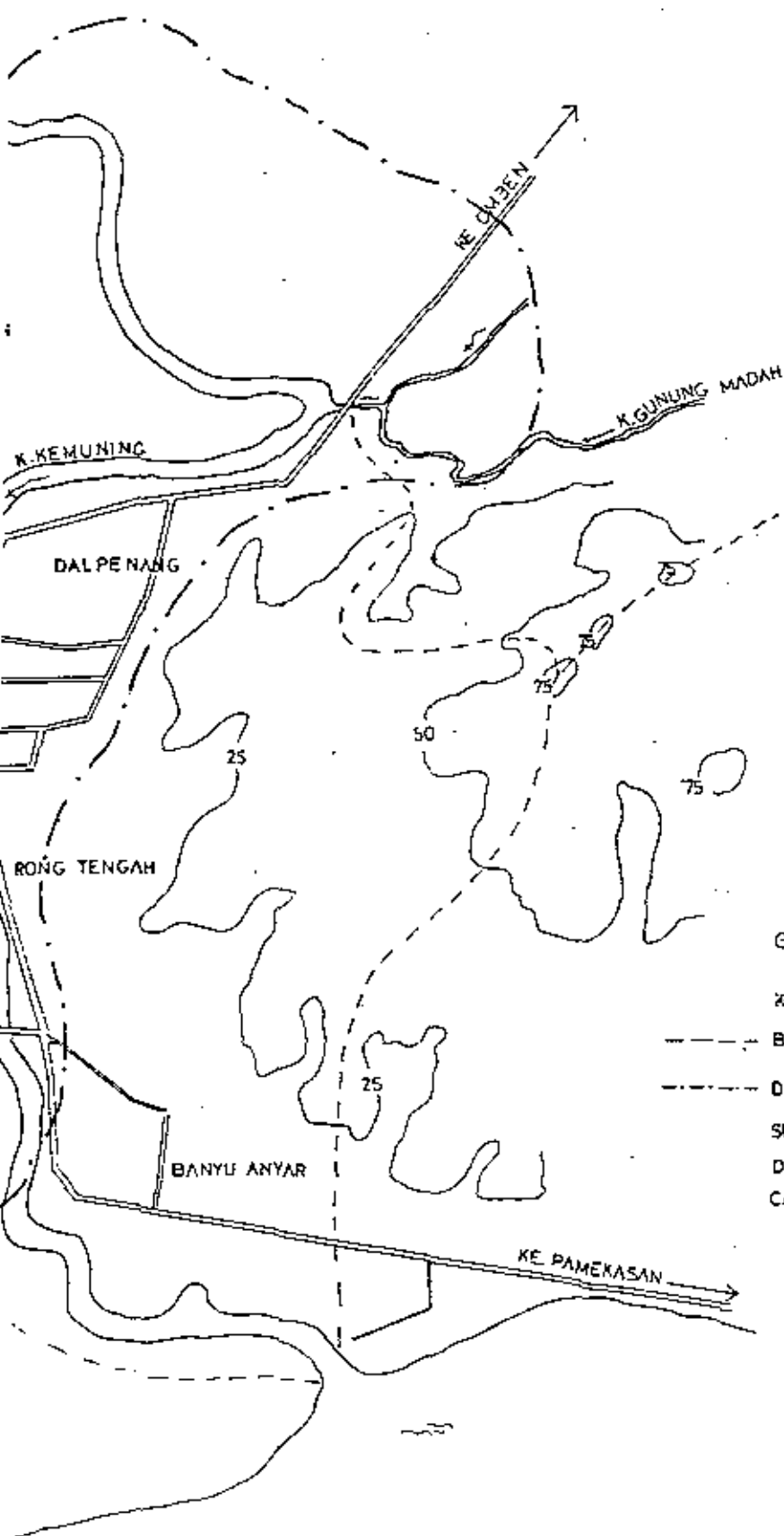
P E N D A H U L U A N

1.1 LATAR BELAKANG

Kali Kemuning terletak di Kabupaten Sampang Madura, Jawa Timur, mempunyai luas daerah aliran 345 km², dengan muara di selat Madura, mengalir dari arah utara ke selatan, yang mempunyai panjang 44 km. Kali ini merupakan salah satu jaringan drainage dari daerah aliran tersebut dimana pada bagian hilir dari kali ini membelah kota Sampang di Kabupaten Sampang Madura dengan menimbulkan permasalahan yang cukup serius.

Terdapat beberapa anak sungai yang cukup besar bermuara di kali Kemuning yaitu : K. Kelakat, K. Serpong, dan K.G. Modah. Sedang pada bagian hulu K.Kemuning terdapat dua sungai besar yang berpotensi untuk pembangunan waduk yaitu : K.Kelakat dan K.Serpong. Bagian hulu wilayah K. Kemuning merupakan daerah perbukitan yang tandus, gundul dan kering. Wilayah ini meliputi Kecamatan Kedundung, Robatal dan sebagian kecamatan Omben. Daerah dataran terletak di kecamatan Kedundung dan kecamatan Sampang Kota.

Kota Sampang khususnya berada pada daerah cekungan, karena dibagian utara, timur dan barat letaknya lebih tinggi, sedang bagian selatan berada pada tepi laut. Pada saat pasang airnya lebih tinggi dari kota Sampang. Daerah perbukitan di sebelah hulu mempunyai ketinggian rata-rata +25 meter dan kemiringan lereng berkisar antara 25 % - 40%.



Gambar I.1

KETERANGAN:

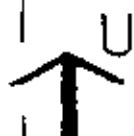
----- BATAS DAERAH ALIRAN KOTA SAMPANG

..... DAERAH GENANGAN BANJIR

SUMBER DATA:

DPU SEKSI PENGAIRAN PAMEKASAN
CABANG SEKSI SAMPANG SELATAN

K. AHAK KARONG



GUNUNG SEKAR

PAS

K. MADEGAN

KARANG DALEM

← KE PENGARENGAN

POLAGAN

SELAT M

1.2 PERMASALAHAN

Beberapa masalah yang terdapat pada K. Kemuning yaitu :

- Daerah aliran sungai K.Kemuning tidak dijumpai hutan di dalamnya, sehingga bahaya erosi cukup besar.
- Bagian tengah dan hilir dari alur sungai relatif sempit. Hal ini disebabkan oleh terjadinya sedimentasi, sehingga pada setiap musim penghujan terjadi peluapan banjir yang berdampak menggenangi sawah, rata-rata 300 ha dan jalan propinsi sepanjang 2 km di dalam kota Sampang dan sekitarnya.
- Pada saat air laut pasang, air laut dapat berpengaruh terhadap debit banjir K.Kemuning. Dari studi terdahulu diperoleh data bahwa elevasi muka air laut pasang rata-rata +1,80 m, sedang elevasi tanggul K.Kemuning yang berkisar antara : + 3,50 - 3,00 meter.

Banjir yang terjadi di kota Sampang merupakan banjir rutin yang terjadi hampir setiap tahun. Terjadinya banjir K.Kemuning disebabkan antara lain oleh :

- Adanya pembendungan aliran K.Kemuning akibat terjadinya pasang air laut bersamaan dengan timbulnya banjir maksimum K.Kemuning.
 - Pendangkalan palung sungai oleh terjadinya pengendapan sehingga kapasitas palung sungai berkurang.
-

- Timbulnya penyempitan pada alur sungai sehingga menyebabkan terjadinya pembendungan aliran air.
- Timbul beberapa hambatan aliran air yang disebabkan oleh meander, banyaknya tikungan pada alur sungai.

1.3 MAKSUD DAN TUJUAN

Maksud dari Perencanaan Rencana Short Cut K.Kemuning ini adalah mencari alternatif Short Cut yang efisien dan ekonomis, sedang dibangunnya bendung untuk mengatur aliran air yang melewati Kali Kemuning serta dalam rangka pemeliharaan Short Cut perlu dihitung jumlah sedimen yang diangkut dan akan mengendap dan mempunyai fungsi untuk mengendalikan dan menanggulangi banjir K.Kemuning sehingga Kota Sampang dan sekitarnya terbebas dari gangguan banjir tersebut.

Tujuannya adalah :

- Menentukan letak Short Cut yang sedemikian rupa sehingga pada pelaksanaan pembuatannya nanti tidak menimbulkan dampak sosial yang negatif.
 - Menentukan dimensi Short Cut sesuai dengan besarnya debit yang direncanakan guna mengendalikan dan menanggulangi banjir kota Sampang.
 - Menentukan letak bendung dan dimensi bendung yang tepat dan ekonomis
-

1.4 BATASAN MASALAH

Pada Tugas Akhir ini hanya dihitung terbatas pada perencanaan teknis saja. Sedangkan aspek biaya, waktu dan hidrolis tidak diperhitungkan.

1.5 DATA YANG DIPERLUKAN

- a. Data hidrologi berupa data hujan dari 3 stasiun hujan selama 12 tahun.
 - b. Data pasang surut tahun 1990.
 - c. Data debit Kali Kemuning.
 - d. Data sedimen Kali Kemuning.
 - e. Data sekunder dari CV.HIDROS dan Laboratorium Hidroteknik Jurusan Teknik Sipil ITS.
-

BAB II

ANALISA HIDROLOGI

2.1 DATA HIDROLOGI

Data-data hidrologi yang tersedia untuk perancangan penanggulangan banjir kota Sampang adalah sebagai berikut :

- Data-data daerah pematusan.
- Data-data curah hujan yang tercatat mulai tahun 1980 sampai 1991 pada stasiun-stasiun pengamat hujan yaitu :

Stasiun Sampang	Elevasi + 4 m
Stasiun Omben	Elevasi + 62 m
Stasiun Tambelangen	Elevasi + 110 m

Data-data Daerah Pematusan

Luas daerah pematusan kali kemuning seluruhnya berjumlah + 332 Km². Bentuk daerah pematusan kali kemuning ini menyerupai bentuk daun pakis.

Data-data Curah Hujan

Data curah hujan setelah dikumpulkan terdapat pada tabel II.1, II.2 dan tabel II.3

Tabel II.1 Stasiun Tambelangen

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Tambela. (mm)	Stasiun Omben (mm)	Stasiun Sampang (mm)
24 apr.	1980	75	9	40
1 des.	1981	83	67	0
2 jan.	1982	95	100	13
4 okt.	1983	68	0	0
7 mei	1984	65	20	0
29 mar.	1985	79	0	0
16 apr.	1986	103	0	0
1 jan.	1987	118	0	22
25 jan.	1988	127	9	0
8 jan.	1989	110	10	0
27 jan.	1990	105	109	121
1 jan.	1991	75	22	0

Tabel II.2 Stasiun Omben

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Omben (mm)	Stasiun Tambel. (mm)	Stasiun Sampang (mm)
26 mei	1980	69	0	0
27 apr.	1981	100	47	0
13 jan.	1982	105	17	0
21 des.	1983	101	0	0
20 feb	1984	110	27	23
13 apr.	1985	75	0	72
8 apr.	1986	75	0	0
16 feb.	1987	96	90	3
9 feb.	1988	83	63	0
2 des.	1989	78	15	21
27 jan.	1990	121	105	109
2 jan.	1991	123	42	64

Tabel II.3 Stasiun Sampang

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Sampang (mm)	Stasiun Tambel. (mm)	Stasiun Omben (mm)
14 feb.	1980	50	0	0
24 okt.	1981	150	0	23
26 jan.	1982	50	5	108
24 nov.	1983	210	40	70
8 feb.	1984	78	35	40
19 mar.	1985	88	0	0
13 feb.	1986	72	24	0
21 feb.	1987	77	0	4
19 feb.	1988	57	0	16
29 nov.	1989	113	0	43
19 juli	1990	170	0	0
31 jan.	1991	73	24	28

Data Pasang Surut Air Laut

Perhitungan duduk air (Analisa Harmonis dari Pasang air) dikerjakan dengan mempergunakan komputer. Waktu yang dipergunakan ialah WAKTU TOLOK.

Ramalan diberikan terhadap muka surutan atau muka peta dari Air Rendah Perbani (ARP) sehingga keterangan-keterangan yang disebutkan dengan meter, memberikan duduk air yang diharapkan.

Sesekali pernah terjadi, bahwa permukaan air laut turun sampai dibawah A.R.P. hingga terdapat bilangan negatif, yang harus dikurangkan dari dalam pada peta laut.

Di dalam daftar-daftar AT dan AR berturut-turut ditunjukkan dengan tanda (*).

Dengan tegas diperingatkan, bahwa duduk-duduk yang disebutkan dalam Daftar Pasang Surut terutama menggambarkan gerakan air yang sebenarnya, tetapi dalam praktek dapat terjadi penyimpangan-penyimpangan disebabkan oleh rupa-rupa sebab, yang sangat sukar atau tidak dapat diramalkan.

Kemungkinan adanya perlambatan atau pendahuluan gelombang pasang pada waktu terjadi tunggang air yang cepat, dapat menyebabkan perbedaan-perbedaan yang berat antara duduk-duduk air yang terhitung dan yang sebenarnya.

Peringatan : Sesekali tidak boleh dianggap sebagai telah cukup dengan petunjuk satu jam saja, melainkan senantiasa harus dipertimbangkan dengan deretan bilangan-bilangan antara AT dan AR yang berdekatan.

Data pasang surut terdapat pada tabel II.4 berikut ini:

Tabel II.4 Data pasang surut

JULI 1990

T/J	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	10	10	12	14	18	21	23	24	23	21	17	14	11	9	8*	9	11	13	16	17	18	17	15	13
2	11	11	11	13	16	20	23	24	24	23	20	15	11	8	6	6*	7	10	13	16	18	18	17	15
3	13	12	12	13	15	19	22	24	25	25	22	18	13	8	5	4*	5	7	10	14	17	16	12	17
4	15	14	13	13	15	18	21	24	26	26	24	20	15	10	6	3	3*	4	7	11	15	17	15	18
5	17	15	14	13	14	17	20	23	26	27	25	22	17	12	7	3	2*	2	5	9	13	16	18	18
6	18	16	15	14	14	16	19	23	25	27	26	24	20	14	9	5	2	2*	3	6	10	14	17	16
7	18	17	15	14	14	16	18	21	24	27	27	25	22	17	11	6	3	2*	2	5	9	12	15	17
8	18	17	16	15	14	15	17	20	23	26	27	26	23	19	14	9	5	2	2*	4	7	11	14	17
9	18	17	16	15	14	14	16	18	21	24	26	26	24	21	16	11	7	4	3*	4	6	9	13	16
10	17	18	17	16	15	14	15	16	19	22	24	25	24	22	18	14	10	6	4	4*	6	8	12	15
11	17	18	18	17	15	14	14	15	17	19	21	23	23	22	20	16	12	9	6	5*	6	8	10	14
12	16	18	18	18	17	16	15	14	15	16	18	20	21	21	20	18	15	12	9	7	7*	8	10	12
13	15	17	19	19	19	18	16	15	14	15	15	16	18	19	19	18	16	14	12	10	9	8*	9	11
14	14	16	18	20	20	20	19	17	15	14	13	13	14	15	16	17	17	16	14	13	11	10	10	10
15	12	15	17	20	21	22	21	20	17	15	13	11	11	11	12	14	15	16	16	15	14	12	11	11
16	11	13	15	18	21	23	24	23	21	17	14	11	8	8*	8	10	12	15	16	17	17	15	13	12
17	11	11	13	16	20	23	25	26	24	21	17	12	8	5	5*	6	8	12	15	17	18	18	16	14
18	12	11	12	14	17	21	25	27	27	25	21	15	10	5	2	2*	4	8	12	16	19	20	19	17
19	14	12	11	12	15	19	23	27	29	28	25	19	13	7	2	0*	1	4	8	13	17	20	21	19
20	16	13	11	11	12	16	21	25	28	30	28	24	17	11	4	0	-1*	0	4	9	15	19	21	21
21	19	16	13	11	11	13	17	22	26	29	29	27	22	15	8	2	-1	-1*	1	6	11	16	20	22
22	21	18	15	12	11	12	14	19	23	27	29	28	25	19	13	6	1	-1*	0	3	8	13	18	21
23	22	20	18	15	12	11	12	15	20	24	27	28	26	23	17	11	5	1	0*	1	5	10	15	19
24	21	21	20	17	14	12	12	13	16	20	23	26	26	24	20	15	10	5	3	2*	4	8	12	16
25	19	21	21	19	17	14	13	13	14	17	19	22	23	23	21	18	14	9	6	4*	5	7	10	14
26	17	19	20	20	19	17	15	13	13	14	16	18	20	21	20	19	16	13	10	8	7*	7	9	12
27	15	17	19	20	20	19	17	15	14	13	14	15	16	17	18	18	17	15	13	11	10	9	10	11
28	13	16	18	20	20	20	19	17	16	14	13	12	13	13	15	15	16	16	15	14	13	12	11	12
29	13	14	16	18	20	21	21	20	18	15	13	11	10	10	11	12	14	15	16	16	16	15	14	13
30	13	14	15	17	19	21	22	21	20	18	15	12	9	8	8*	9	11	13	15	17	17	17	16	15
31	14	14	14	16	18	20	22	23	22	20	17	13	10	7	6*	6	8	10	13	16	18	18	16	17

2.2 PERHITUNGAN HUJAN RENCANA

2.2.1 Perhitungan Tinggi Hujan Rata-rata

Dalam menghitung tinggi hujan rata-rata dipakai METODE ALJABAR.

Pada cara ini dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran disekitar tempat itu.

Hasil perhitungan tinggi curah hujan rata-rata didapat pada tabel II.5, II.6, II.7 dan tabel II.8.

Kegunaan perhitungan tinggi hujan rata-rata ini adalah untuk memperhitungkan hujan rencana.

Tabel II.5 Stasiun Tambelangen

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Tambela (mm)	Stasiun Omben (mm)	Stasiun Sampang (mm)	Rata - rata (mm)
24 apr.	1980	75	9	40	41,33
1 des.	1981	83	67	0	50
2 jan.	1982	95	100	13	69,33
4 okt.	1983	68	0	0	22,67
7 mei	1984	65	20	0	28,33
29 mar.	1985	79	0	0	26,33
16 apr.	1986	103	0	0	34,33
1 jan.	1987	118	0	22	46,67
25 jan.	1988	127	9	0	45,33
8 jan.	1989	110	10	0	40
27 jan.	1990	105	109	121	111,67
1 jan.	1991	75	22	0	32,33

Tabel II.6

Stasiun Omben

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Omben (mm)	Stasiun Tambel. (mm)	Stasiun Sampang (mm)	Rata - rata (mm)
26 mei	1980	69	0	0	23
27 apr.	1981	100	47	0	49
13 jan.	1982	105	17	0	60,67
1 des.	1983	101	0	0	33,67
20 feb.	1984	110	27	23	53,33
13 apr.	1985	75	0	72	49
8 apr.	1986	75	0	0	25
16 feb.	1987	96	90	3	63
3 feb.	1988	83	63	0	48,67
2 des.	1989	78	15	21	38
27 jan.	1990	121	105	109	111,67
2 jan.	1991	123	42	64	76,33

Tabel II.7

Stasiun Sampang

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Sampang (mm)	Stasiun Tambel. (mm)	Stasiun Omben (mm)	Rata - rata (mm)
14 feb.	1980	50	0	0	16,67
24 okt.	1981	150	0	23	57,67
26 jan.	1982	50	5	103	52,67
24 nov.	1983	210	40	70	106,67
8 feb.	1984	78	35	40	51
19 mar.	1985	88	0	0	29,33
13 feb.	1986	72	24	0	32
21 feb.	1987	77	0	4	27
19 feb.	1988	57	0	16	24,33
29 nov.	1989	115	0	45	53,33
19 juli	1990	170	0	0	56,67
31 jan.	1991	73	24	28	41,67

Tabel II.8

Curah Hujan Maksimum Rata-rata Tahunandi DAS Kali
Kemuning

Tanggal kejadian	Tahun	Stasiun Sampang (mm)	Stasiun Tambel. (mm)	Stasiun Omben (mm)	Rata- rata (mm)
24 apr.	1980	40	75	9	41,33
24 okt.	1981	150	0	28	57,67
2 jan.	1982	13	95	100	69,33
24 nov.	1983	210	40	70	106,67
20 feb.	1984	23	27	110	53,33
13 apr.	1985	72	0	75	49
16 apr.	1986	0	103	0	34,33
16 feb.	1987	3	90	96	63
3 feb.	1988	0	63	83	48,67
29 nov.	1989	115	0	45	53,33
27 jan.	1990	121	105	109	111,67
2 jan.	1991	123	42	64	76,33

2.2.2 Perhitungan Hujan Rencana

Besarnya hujan rencana dengan periode ulang yang dikehendaki dapat dilakukan dengan beberapa cara. Dalam perhitungan ini dipakai cara Gumbel dengan menggunakan data-data tinggi hujan harian maksimum rata-rata daerah.

Rumus yang dipakai ialah :

$$1. X_T = \bar{X} + K \sigma_{n-1}$$

dimana :

X_T = Curah hujan rencana dengan
periode ulang T tahun.

\bar{X} = Curah hujan rata-rata.

K = Frekuensi faktor

σ_{n-1} = Standart deviasi.

$$2. Y_T = - \ln \cdot \ln (T/T-1)$$

dimana :

Y_T = Reduced Variate

T = Waktu

$$3. K = \frac{Y_T - Y_n}{S_n}$$

Hasil perhitungan hujan rencana seperti tabel II.9 dan tabel II.10.

Tabel II.9 Perhitungan awal hujan rencana dengan Metode Gumbel

Tahun	X	X ²	(X-X̄) ²
1980	41,33	1708,17	497,74
1981	57,67	3325,83	35,64
1982	69,33	4806,65	32,38
1983	106,67	11378,49	1851,58
1984	53,73	2844,59	106,30
1985	49	2401	214,33
1986	34,33	1178,55	859,58
1987	63	3969	0,41
1988	48	2304	244,61
1989	53	2809	113,21
1990	111,67	12470,19	2306,88
1991	76,33	5826,27	161,04

$$\Sigma X = 783,66$$

$$\Sigma (X - \bar{X})^2 = 6423,20$$

$$\bar{X} = 63,64$$

$$\text{Standard Deviasi} = 23,14$$

Tabel II.10 Perhitungan hujan rencana

Periode Ulang T Tahun	YT = $-\ln \ln(T/(T-1))$	$((YT - Y_n) / S_n) * (S_x)$	XT = $\bar{X} + K$	XT (cm)
2	0,3665	- 0,1393	60,42	60
5	1,4999	23,4483	87,08	87
10	2,2504	41,1098	104,74	105
15	2,6738	51,0737	114,71	115
20	2,9702	58,0489	121,69	122
25	3,1985	63,4214	127,06	127
50	3,9019	79,9746	143,61	144
100	4,6001	96,4053	160,05	160

Selanjutnya hasil perhitungan hujan rencana ini dipakai untuk menghitung debit banjir rencana.

2.3 PERHITUNGAN DEBIT BANJIR RENCANA

2.3.1 Perhitungan Debit Banjir untuk Kali Kemuning

a. Teori hidrograf satuan sintetis dari Snyder.

Untuk menghitung debit banjir rencana banyak cara yang dapat dipakai, dalam perhitungan ini dipakai

methode Unit hydrograph sintetis dari Snyder.

Hidrograf satuan sintetis merupakan suatu cara untuk memungkinkan penggunaan konsep hidrograf satuan untuk perencanaan yang tidak tersedia pengukuran-pengukuran langsung mengenai hidrograf banjir. Jadi hidrograf satuan sintetis dapat dikerjakan berdasarkan data curah hujan. Urutan perhitungan adalah :

- Dari curah hujan harian dihitung menjadi curah hujan efektif.
- Dari hujan efektif dihitung menjadi distribusi curah hujan efektif jam-jaman.
- Dari distribusi curah hujan efektif jam-jaman dihitung menjadi hidrograf satuan.
- Dari hidrograf satuan kemudian dihitung hidrograf banjir dengan periode ulang tertentu.

Untuk menghitung puncak hidrograf puncak hidrograf dari hujan rencana, maka harus ditentukan lebih dahulu distribusi hujan harian menjadi hujan tiap jam. Pembagian curah hujan tiap jam dihitung dengan Methode Rational sebagai berikut :

- Rata - rata hujan sampai jam ke T

$$R_t = R_0 \left(\frac{5}{t} \right)^{2/3}$$

dimana :

R_t = Rata - rata hujan sampai jam ke T.

$$R_0 = \frac{R_{24}}{5}$$

R_{24} = Curah hujan harian (mm/hari)

t = lamanya hujan (jam)

- Curah hujan pada jam ke t

$$R_t = t.R_t - (t-1).R_{t-1}$$

dimana :

R_t = curah hujan pada jam ke t

R_t = rata-rata hujan sampai jam ke t

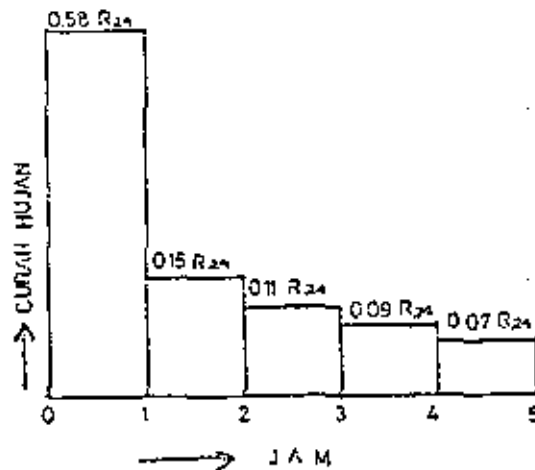
R_{t-1} = rata-rata hujan sampai ke (t-1)

dengan memasukkan beberapa harga t, maka pembagian curah hujan dapat dilihat pada tabel II.11.

Tabel II.11 Perhitungan pembagian curah hujan

jam ke t	R_t = rata-rata hujan sampai jam ke t	R_t = curah hujan pada jam ke t
1	0,58 R_{24}	0,58 R_{24}
2	0,368 R_{24}	0,15 R_{24}
3	0,281 R_{24}	0,11 R_{24}
4	0,232 R_{24}	0,09 R_{24}
5	0,200 R_{24}	0,07 R_{24}

Gambar pembagian curah hujan pada jam ke-t.



Gambar II.1

Contoh perhitungan distribusi hujan efektif jam-jaman :

Curah hujan harian dengan periode ulang 2 tahun = 60 mm

Koefisien pengaliran = 0,7

Curah hujan efektif = 60 x 0,7 = 42 mm

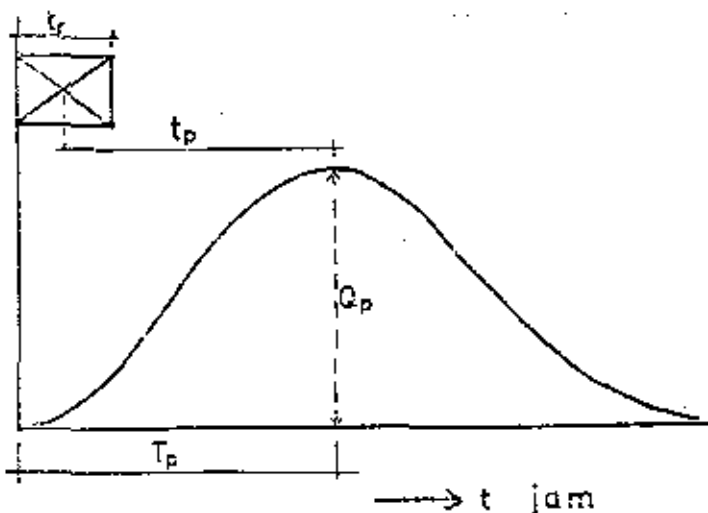
0 - 1 jam, rasio = 58,48 % didapat hujan efektif jam - jaman = 42 x 58,48 % = 24,56 mm.

Selanjutnya perhitungan distribusi curah hujan efektif jam-jaman dapat dilihat pada tabel II.12.

Tabel II.12. Distribusi Hujan Efektif Jam-jaman.

Waktu (jam)	Ratio (%)	Hujan jam-jaman untuk periode ulang :							
		2	5	10	15	20	25	50	100
0 - 1	58.48	24.56	35.61	42.98	47.08	49.94	51.99	60.99	65.50
1 - 2	15.20	6.38	9.26	11.17	12.24	12.98	13.51	15.85	17.02
2 - 3	10.65	4.47	6.49	7.83	8.57	9.10	9.47	11.11	11.93
3 - 4	8.51	3.57	5.18	6.25	6.85	7.27	7.57	8.88	9.53
4 - 5	7.16	3.01	4.38	5.26	5.76	6.11	6.37	7.47	8.02
IR efektif (mm)		42	60.9	73.5	80.5	85.4	88.9	104.3	112
Koef. Pengaliran		0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
IR harian (mm)		60	87	105	115	122	127	149	160

Menghitung puncak hidrograf pada gambar



Gambar II.2 Hidrograf satuan

Dengan :

$$t_p = C_t (L.L_g)^{0,3} \quad \text{dalam jam.}$$

dimana :

t_p = log time dari titik berat hujan efektif selama t_r ke puncak unit hidrograf dalam jam.

L = jarak dari stasiun (tempat yang ditinjau) ke batas teratas dan daerah pengaliran, dalam Km.

L_g = jarak dari stasiun ke titik berat dari daerah pengaliran, dalam Km.

C_t = Koefisien yang tergantung dari karakteristik daerah pengaliran berkisar 1,1 s/d 1,4.

$t_e = \frac{t_p}{5,5}$ lamanya curah hujan efektif.

jika $t_e > t_r$, maka t_p perlu dikoreksi, menjadi :

$$t_p' = t_p + 0,25(t_r - t_e)$$

Rise to peak :

$$T_p = t_p + 0,5 t_r$$

Apabila ada koreksi, maka

$$T_p = t_p' + 0,5 t_r$$

Debit puncak (peak discharge) unit hidrograf dalam l/dtk.

Untuk hujan efektif 1 (satu) mm pada 1 km²,
adalah :

$$q_p = \frac{275 \cdot C_p}{t_p}$$

$$C_p = 0,56 \text{ s/d } 0,69$$

Debit puncak untuk hujan efektif 25,4 mm (1 inch)
pada daerah aliran A km² adalah :

$$Q_p = q_p \cdot \frac{25,4}{1000} A \quad (\text{m}^3/\text{dtk})$$

Setelah T_p dan Q_p didapat, maka bentuk unit
hidrograf dapat ditentukan dengan methode
ALEXSEYEV. Hidrograf yang dibentuk dengan methode
Alexseyev, mengikuti fungsi :

$$Y = 10^{-a} \frac{(1-x)^2}{x}$$

dimana :

$$Y = \frac{Q}{Q_p}$$

$$x = \frac{t}{T_p}$$

$$a = f(\lambda)$$

sedangkan :

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{W}$$

$$W = 1000 \cdot h \cdot A$$

dimana :

h = hujan efektif (run off) dalam mm.

A = luas daerah pengaliran dalam km²

T_p = rise to peak dalam jam

2.3.2. Perhitungan Hidrograf Banjir

Luas DAS yang diperhitungkan dengan titik kontrol tempat permulaan Short Cut adalah $332,365 \text{ km}^2$.

$$A = 332,365 \text{ km}^2$$

$$L = 41,0 \text{ km}$$

$$L_g = 24 \text{ km}$$

$$\begin{aligned} t_p &= C_t (L + L_g)^{0,9} \text{ ----- } C_t = 1,15 \\ &= 1,15 (41,24)^{0,9} \\ &= 9,09 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_e &= \frac{t_p}{5,5} \\ &= \frac{9,09}{5,5} = 1,65 \text{ jam} > t_r = 1 \text{ jam} \end{aligned}$$

Koreksi :

$$\begin{aligned} t_p &= t_p + 0,25 (t_r - t_e) \\ &= 9,09 + 0,25 (1,0 - 1,65) \\ &= 8,92 \text{ jam} \approx 8,90 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= t_p + 0,5 t_r \\ &= 8,90 + 0,5 \cdot 1 = 9,40 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{275 \cdot C_p}{T_p} \\ &= \frac{275 \cdot 0,57}{9,40} = 16,65 \end{aligned}$$

$$Q_p = q_p \frac{1}{1000} \cdot A$$

$$= 16,5 \cdot \frac{1}{1000} \cdot 332,365$$

$$= 5,534 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$W = 1000 \cdot h \cdot A$$

$$= 1000 \cdot 1 \cdot 332,365$$

$$= 332365$$

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{W}$$

$$= \frac{5,534 \cdot 9,40 \cdot 3600}{332365}$$

$$= 0,56 \sim 0,60$$

Tabel II.13 Harga Y pada metode Alexeyev untuk berbagai harga X dan λ

X (t/Tp)	λ							
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2
0,1	0,000	0,000	0,000					
0,2	0,03	0,001	0,003	0,000	0,000	0,000	0,000	
0,3	0,18	0,01	0,03	0,02	0,01	0,003	0,003	0,000
0,4	0,38	0,28	0,19	0,12	0,08	0,04	0,02	0,01
0,5	0,59	0,49	0,40	0,31	0,24	0,18	0,13	0,01
0,6	0,75	0,69	0,61	0,54	0,47	0,39	0,33	0,27
0,7	0,87	0,83	0,79	0,69	0,64	0,64	0,59	0,51
0,8	0,95	0,93	0,91	0,89	0,87	0,84	0,81	0,78
0,9	0,99	0,98	0,98	0,93	0,87	0,96	0,96	0,95
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,1	0,99	0,99	0,98	0,98	0,97	0,97	0,96	0,96
1,2	0,96	0,95	0,94	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85
1,3	0,93	0,91	0,88	0,85	0,82	0,78	0,75	0,71
1,4	0,89	0,85	0,81	0,77	0,72	0,67	0,62	0,57
1,5	0,84	0,79	0,74	0,68	0,62	0,57	0,50	0,44

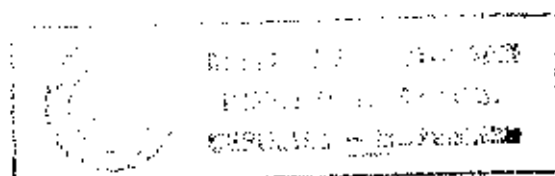
1,6	0,79	0,73	0,66	0,59	0,52	0,46	0,39	0,34
1,7	0,74	0,66	0,59	0,51	0,44	0,37	0,30	0,25
1,8	0,69	0,60	0,52	0,44	0,36	0,29	0,23	0,18
1,9	0,64	0,55	0,46	0,37	0,29	0,28	0,17	0,13
2,0	0,59	0,49	0,40	0,31	0,24	0,18	0,13	0,09
2,2	0,50	0,40	0,30	0,21	0,15	0,10	0,07	0,04
2,4	0,42	0,32	0,22	0,15	0,10	0,06	0,03	0,02
2,6	0,35	0,25	0,16	0,10	0,06	0,03	0,02	0,01
2,8	0,29	0,19	0,12	0,07	0,04	0,02	0,01	0,004
3,0	0,24	0,15	0,09	0,04	0,02	0,01	0,004	0,002
3,5	0,15	0,08	0,04	0,02	0,01	0,002	0,000	0,000
4,0	0,08	0,04	0,02	0,01	0,002	0,000		
4,5	0,06	0,02	0,01	0,002	0,000			
5,0	0,03	0,01	0,003	0,000				
6,0	0,01	0,003	0,000					
8,0	0,0015	0,000						

Dari perhitungan diatas unit hidrograf metode Snyder-Alexeyev dapat dilihat pada tabel II.14.

Tabel II.14 Perhitungan Unit Hidrograph
Metode SNYDER-ALEXEYEV

No.	Waktu t (jam)	$T_p=9.4$ $X=t/T_p$	$=0.6$ Y (interpolasi)	$Q_p=5.534$ $Q=Y.Q_p$ (m ³ /dt)
1	1	0.106	0.000	0.000
2	2	0.213	0.001	0.006
3	3	0.319	0.010	0.055
4	4	0.426	0.280	1.550
5	5	0.532	0.490	2.712
6	6	0.638	0.690	3.818
7	7	0.745	0.830	4.593
8	8	0.851	0.930	5.147
9	9	0.957	0.980	5.423
10	10	1.064	1.000	5.534
11	11	1.170	0.990	5.479
12	12	1.277	0.950	5.257
13	13	1.383	0.910	5.036
14	14	1.489	0.850	4.704
15	15	1.596	0.790	4.372
16	16	1.702	0.730	4.040
17	17	1.809	0.660	3.652
18	18	1.915	0.600	3.320
19	19	2.021	0.550	3.044
20	20	2.128	0.490	2.712
21	21	2.234	0.400	2.214
22	22	2.340	0.320	1.771
23	23	2.447	0.250	1.383
24	24	2.553	0.190	1.051

Selanjutnya Q (kolom 5) sebagai unit hidrograph dalam perhitungan hidrograph banjir rencana metode Snyder - Alexseyev



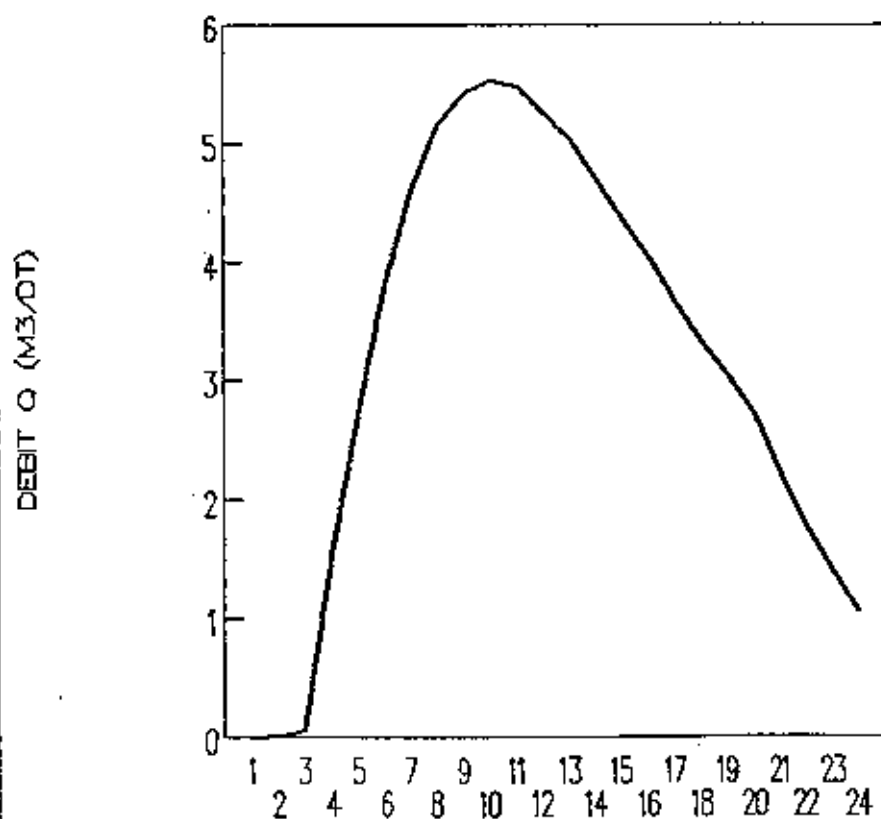
Gambar

Unit Hidrograf Banjir Rencana

Metode SNYDER-ALEXEYEV

UNIT HIDROGRAPH BANJIR RENCANA

METODE SNYDER - ALEXEYEV



Gambar II.3

WAKTU t (JAM)

Selanjutnya perhitungan hidrograf banjir rencana 2, 5, 10, 50, 100 tahun, dengan metode SNYDER-ALEXEYEV dapat dilihat pada tabel II.15, II.16, II.17, II.18 dan tabel II.19.

Tabel II.15

Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 2 Tahun METODE SNYDER-ALEXEEV

		Run Off (m ³ /dt)					Total Debit
		Rainfall (mm)					Tanpa Base
t	Hidrograph						Flow
(jam)	Q (m ³ /dt)	24.56	6.38	4.47	3.57	3.81	(m ³ /dt)
1	0.000	0.000	-	-	-	-	0.000
2	0.006	0.147	0.000	-	-	-	0.147
3	0.055	1.351	0.038	0.000	-	-	1.389
4	1.550	38.068	0.351	0.027	0.000	-	38.446
5	2.712	66.607	0.889	0.246	0.021	0.000	76.763
6	3.818	93.770	17.303	6.928	0.196	0.018	118.216
7	4.593	112.804	24.359	12.123	5.534	0.166	154.985
8	5.147	126.410	29.303	17.066	9.682	4.665	187.127
9	5.423	133.189	32.838	20.531	13.632	8.163	208.351
10	5.534	135.915	34.599	23.007	16.397	11.492	221.410
11	5.479	134.564	35.387	24.241	18.375	13.825	226.312
12	5.257	129.112	34.956	24.737	19.368	15.492	223.657
13	5.036	123.684	33.540	24.491	19.756	16.323	217.795
14	4.704	115.538	32.138	23.499	19.568	16.857	207.376
15	4.372	107.376	30.012	22.511	18.767	16.492	195.158
16	4.040	99.222	27.893	21.027	17.979	15.824	181.945
17	3.652	89.693	25.775	19.543	16.793	15.158	166.963
18	3.320	81.539	23.300	18.059	15.688	14.159	152.665
19	3.044	74.761	21.182	16.324	14.423	13.168	139.849
20	2.712	66.607	19.421	14.848	13.038	12.168	126.866
21	2.214	54.376	17.383	13.607	11.082	10.993	108.138
22	1.771	43.496	14.125	12.123	10.867	9.993	90.684
23	1.383	33.966	11.299	9.897	9.682	9.162	74.086
24	1.051	25.813	8.024	7.916	7.984	8.163	58.620

Tabel II.16

Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 5 Tahun METODE SNYDER-ALEXEYEV

		Run Off (m ³ /dt)						Total Debit
		R a i n f a l l (mm)						Tanpa Base
t	Hidrograph							Flow
(jam)	Q (m ³ /dt)	35.61	9.26	6.49	5.18	4.36		(m ³ /dt)
1	0.000	0.000	-	-	-	-	-	0.000
2	0.006	0.214	0.000	-	-	-	-	0.214
3	0.055	1.959	0.056	0.000	-	-	-	2.014
4	1.550	55.196	0.509	0.039	0.000	-	-	55.744
5	2.712	96.574	14.353	0.357	0.031	0.000	-	111.315
6	3.818	135.959	25.113	10.859	0.285	0.026	-	171.443
7	4.593	163.557	35.355	17.601	0.029	0.240	-	224.781
8	5.147	183.285	42.551	24.779	14.848	6.758	-	271.401
9	5.425	193.113	47.661	29.809	19.777	11.824	-	302.184
10	5.554	197.066	50.217	33.404	23.792	16.646	-	321.125
11	5.479	195.107	51.245	35.195	26.661	20.025	-	328.234
12	5.257	187.202	50.736	35.916	28.091	22.441	-	324.385
13	5.036	179.332	48.680	35.559	28.666	23.644	-	315.881
14	4.704	167.509	46.633	34.118	28.381	24.128	-	308.770
15	4.372	155.687	43.559	32.684	27.231	23.886	-	283.849
16	4.040	143.864	40.485	30.329	26.086	22.921	-	263.885
17	3.652	130.048	37.410	28.374	24.367	21.957	-	242.156
18	3.320	118.225	33.818	26.220	22.647	20.509	-	221.419
19	3.044	108.397	30.743	23.701	20.927	19.062	-	202.831
20	2.712	96.574	28.187	21.547	18.917	17.614	-	182.940
21	2.214	78.841	25.113	19.756	17.198	15.923	-	156.838
22	1.771	63.065	20.582	17.601	15.768	14.475	-	131.411
23	1.383	49.249	16.399	14.369	14.048	13.272	-	107.337
24	1.051	37.426	12.807	11.494	11.469	11.824	-	85.019

Tabel II.17

Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 10 Tahun METODE SNYDER-ALEXEYEV

		Run Off (m ³ /dt)					Total Debit!
		R a i n f a l l (mm)					Tanpa Base!
t	Hidrograph						Flow
(jam)	Q (m ³ /dt)	42.98	11.17	7.83	6.25	5.26	(m ³ /dt)
1	0.000	0.000	-	-	-	-	0.000
2	0.006	0.258	0.000	-	-	-	0.258
3	0.055	2.364	0.067	0.000	-	-	2.431
4	1.550	66.619	0.614	0.047	0.000	-	67.280
5	2.712	116.562	17.314	0.431	0.037	0.000	134.343
6	3.818	164.098	30.293	12.136	0.344	0.032	206.982
7	4.593	197.407	42.647	21.235	9.688	0.289	271.266
8	5.147	221.218	51.304	29.895	16.950	0.153	327.520
9	5.423	233.801	57.492	35.963	23.863	14.265	364.663
10	5.534	237.051	60.575	40.301	28.706	20.083	387.516
11	5.479	235.407	61.815	42.462	32.169	24.159	396.892
12	5.257	225.946	61.200	43.331	33.894	27.073	391.444
13	5.036	216.447	58.721	42.901	34.587	28.525	381.181
14	4.784	202.178	56.252	41.162	34.244	29.109	362.945
15	4.372	187.909	52.644	39.432	32.856	28.820	341.560
16	4.040	173.639	48.835	36.832	31.475	27.652	318.434
17	3.652	156.963	45.127	34.233	29.400	26.489	292.212
18	3.320	142.694	40.793	31.633	27.325	24.743	267.180
19	3.044	130.831	37.084	28.595	25.250	22.997	244.757
20	2.712	116.562	34.001	25.996	22.925	21.250	220.634
21	2.214	95.150	30.293	23.835	20.750	19.210	189.245
22	1.771	76.118	24.730	21.235	19.025	17.463	158.571
23	1.383	59.441	19.782	17.336	16.950	16.011	129.520
24	1.051	45.172	15.448	13.867	13.838	14.265	102.590

Tabel 11.10

Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 50 Tahun METODE SNYDER-ALEXEEV

t (jam)	Unit (m ³ /dt)	Run Off (m ³ /dt)					Total Debit
		Rainfall (mm)					Tanpa Base Flow (m ³ /dt)
1	0.000	0.000	-	-	-	-	0.000
2	0.006	0.366	0.000	-	-	-	0.366
3	0.055	3.354	0.095	0.000	-	-	3.450
4	1.550	94.535	0.872	0.067	0.000	-	95.473
5	2.712	165.485	24.567	0.611	0.053	0.000	190.637
6	3.818	232.860	42.985	17.221	0.488	0.045	293.599
7	4.593	288.127	60.515	30.130	13.764	0.411	384.948
8	5.147	313.916	72.799	42.418	24.083	11.579	464.794
9	5.423	330.749	81.580	51.028	33.904	28.259	517.519
10	5.534	337.519	85.955	57.183	40.786	28.328	549.963
11	5.479	334.164	87.714	60.250	45.785	34.310	562.143
12	5.257	328.624	86.842	61.483	48.156	38.448	555.554
13	5.036	320.146	83.323	60.872	49.142	40.510	540.993
14	4.764	286.897	79.821	58.405	48.654	41.339	515.115
15	4.372	266.648	74.558	55.950	46.682	40.928	484.767
16	4.040	246.400	69.296	52.261	44.720	39.278	451.947
17	3.652	222.735	64.834	48.573	41.772	37.619	414.733
18	3.320	202.487	57.884	44.884	38.823	35.139	379.218
19	3.044	185.654	52.622	40.574	35.875	32.659	347.383
20	2.712	165.485	48.247	36.885	32.430	30.179	313.146
21	2.214	135.032	42.985	33.819	29.482	27.282	268.598
22	1.771	108.913	35.892	30.130	27.831	24.800	225.067
23	1.383	84.349	28.070	24.598	24.883	22.739	183.838
24	1.051	64.180	21.921	19.676	19.668	20.259	145.616

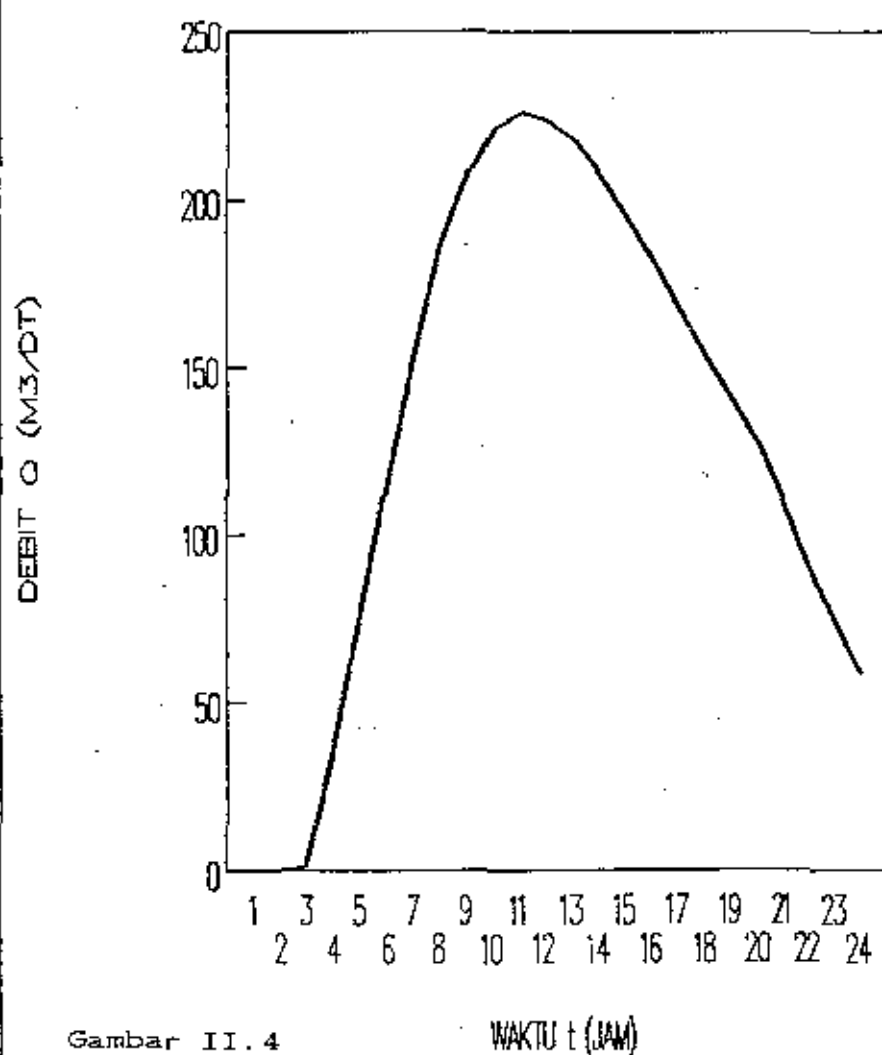
Tabel II.19

Perhitungan Hidrograph Banjir Rencana 100 Tahun METODE SNYDER-ALEXEYEV

		Run Off (m ³ /dt)						Total Debit
Waktu	Unit	Rainfall (mm)						Tanpa Base
t	Hidrograph							Flow
(jam)	Q (m ³ /dt)	65.5	17.02	11.93	9.53	8.02		(m ³ /dt)
1	0.000	0.000	-	-	-	-		0.000
2	0.006	0.393	0.000	-	-	-		0.393
3	0.055	3.603	0.182	0.000	-	-		3.785
4	1.550	101.525	0.936	0.072	0.000	-		102.533
5	2.712	177.636	26.381	0.656	0.057	0.000		204.730
6	3.810	250.079	46.150	10.491	0.524	0.348		315.501
7	4.593	300.041	64.902	32.354	14.771	0.041		413.391
8	5.147	337.129	70.173	45.549	25.845	12.431		499.126
9	5.423	355.207	07.602	54.794	36.386	21.750		555.739
10	5.534	362.477	92.299	61.404	43.771	30.620		590.572
11	5.479	358.075	94.109	64.696	49.051	36.036		603.646
12	5.257	344.333	93.253	66.021	51.601	41.279		596.567
13	5.036	329.050	89.474	65.364	52.739	43.492		580.920
14	4.784	300.112	85.713	62.716	52.215	44.303		553.138
15	4.372	286.366	80.062	60.079	50.099	43.942		520.540
16	4.040	264.620	74.411	56.119	47.993	42.161		485.504
17	3.652	239.206	60.761	52.150	44.029	40.389		445.343
18	3.320	217.460	62.157	40.197	41.665	37.726		407.205
19	3.044	199.392	56.506	43.560	38.501	35.063		373.021
20	2.712	177.636	51.009	39.600	34.004	32.401		336.257
21	2.214	145.017	46.150	36.315	31.640	29.269		288.419
22	1.771	116.000	37.602	32.334	29.009	26.626		241.673
23	1.303	90.507	30.142	26.413	25.845	24.413		197.400
24	1.051	68.040	23.539	21.128	21.099	21.750		156.357

HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 2 TAHUN

METODE SNYDER - ALEXEYEV

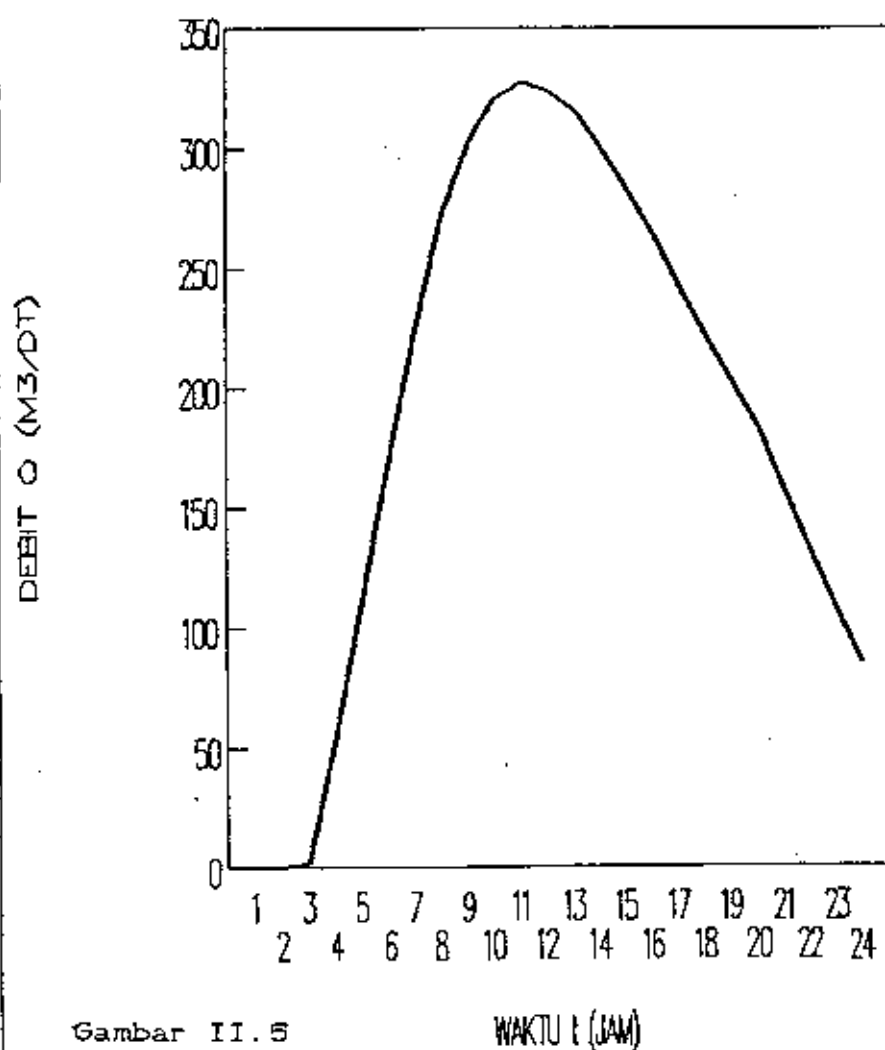


Gambar II.4

WAKTU t (JAM)

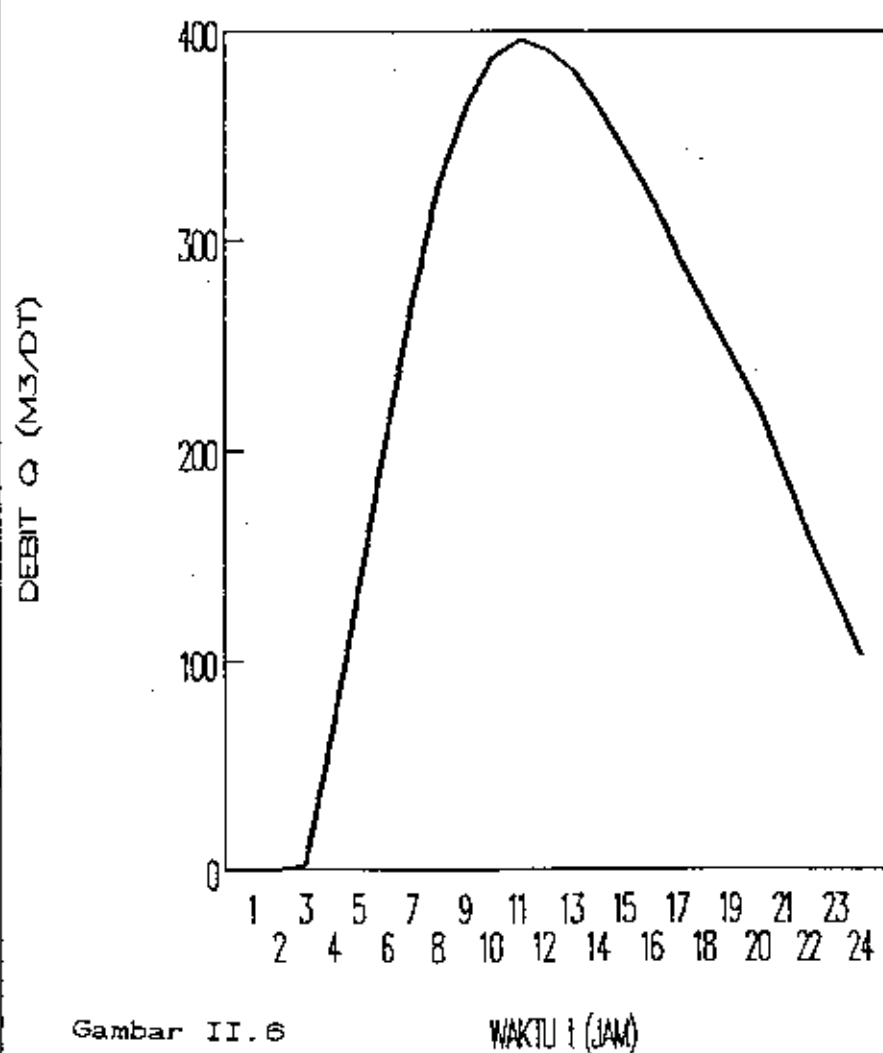
HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 5 TAHUN

METODE SNYDER - ALEXEYEV



HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 10 TAHUN

METODE SNYDER - ALEXEYEV

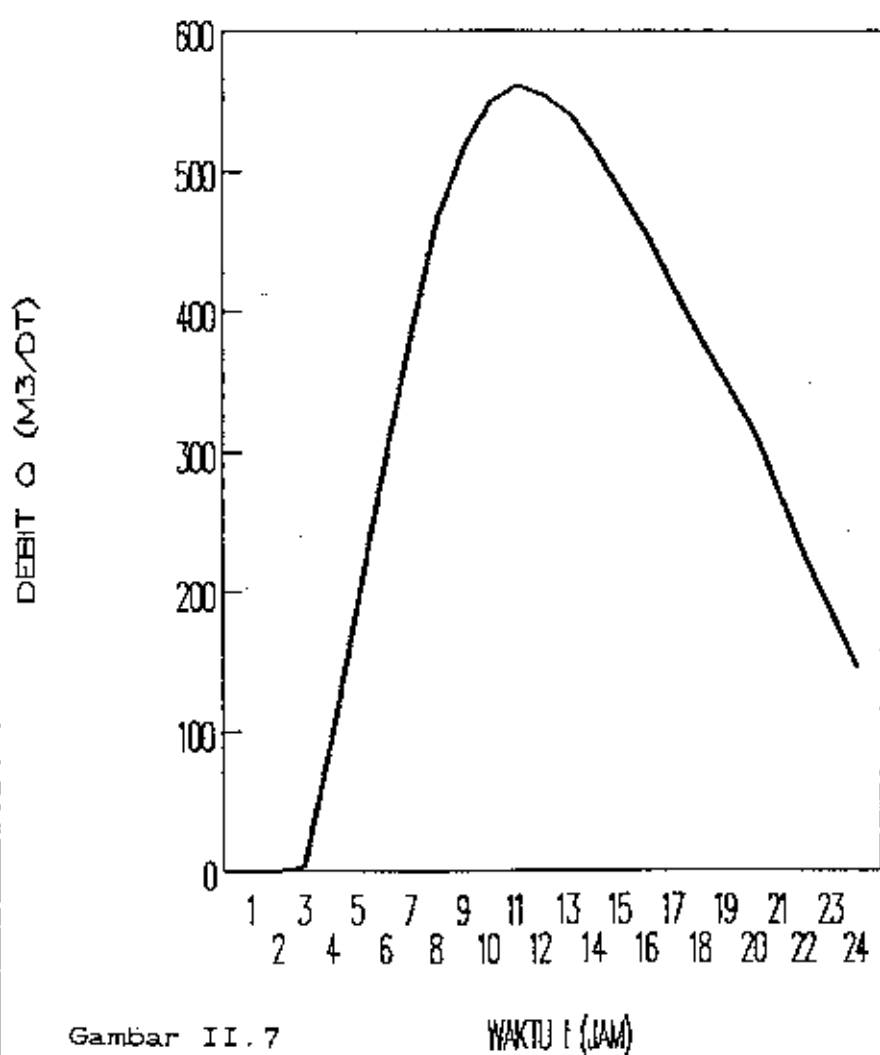


Gambar II.6

WAKTU t (JAM)

HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 50 TAHUN

METODE SNYDER - ALEXEYEV

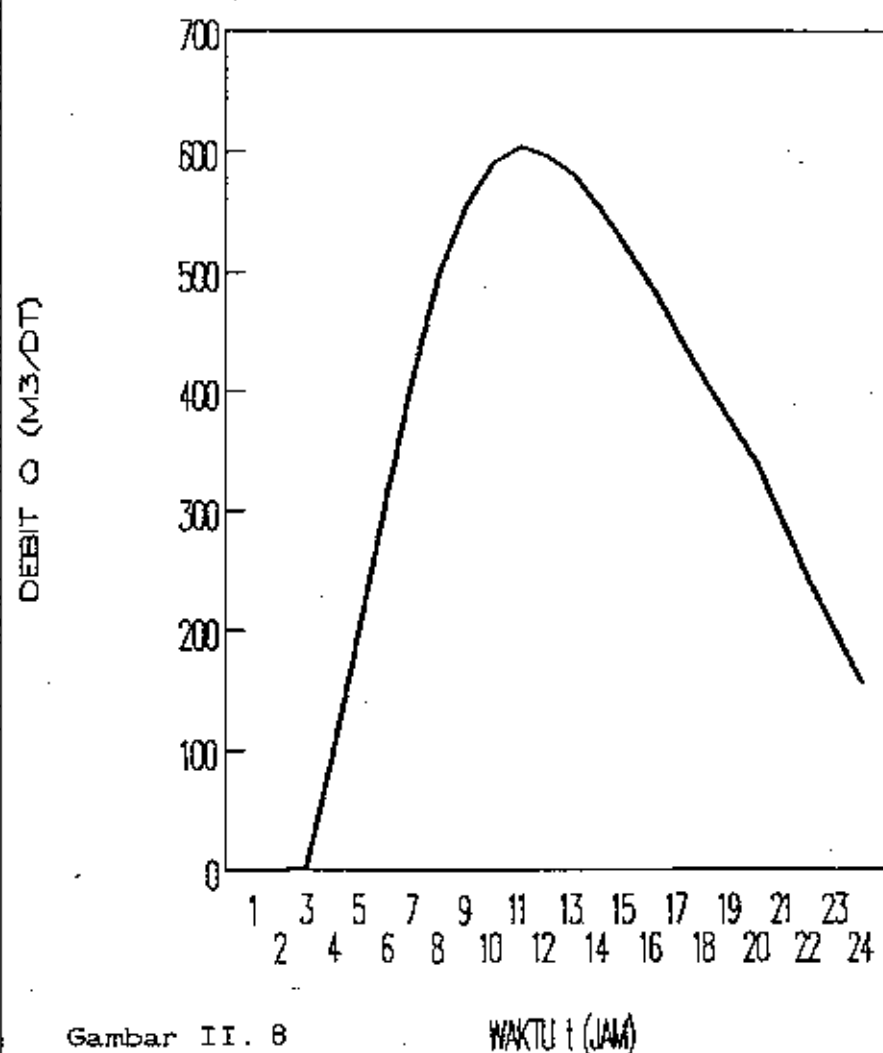


Gambar II.7

WAKTU t (JAM)

HIDROGRAPH BANJIR RENCANA 100 TAHUN

METODE SNYDER - ALEXEYEV



Gambar II. 8

WAKTU t (JAM)

B A B III

PERENCANAAN TEKNIS SHORT CUT

3.1. PENENTUAN JALUR SHORT CUT

Dalam menentukan jalur rencana Short Cut, faktor-faktor penting yang dipertimbangkan adalah :

- Kondisi topografi
- Tata guna lahan
- Persilangan yang ada
- Efisiensi ditinjau dari segi teknis pelaksanaan, (biaya pelaksanaan, waktu pelaksanaan dan perhitungan hidrolis detail tidak ditinjau)
- Prioritas pembebasan kota Sampang dari banjir rutin.

3.1.1 Kondisi topografi

Luas daerah aliran K.Kemuning adalah 345 km² dengan topografi didaerah hulu berbukit dengan luas hutan yang sedikit (0,2 %), sedangkan yang sebagian lainnya berupa tanah tegalan dan sawah.

Pada daerah tengah dan hilir yang topografinya landai (relatif datar) akan terjadi pengendapan. Ini meliputi Kecamatan Sampang Kota dan sebagian Kecamatan Kedundung. Pada daerah tengah dan hilir ini banyak terdapat meander, tikungan dan belokan pada alur sungai. Disamping itu

terdapat afvoer Karongan dan afvoer Madegan.

Pada potongan melintang sungai, lebar dasar sungai bervariasi antara 9,00 m s.d 35 m, sedangkan kemiringan tebing (z) antara 0,1 s.d 4,7. Pada potongan memanjang yang lurus (bagian sungai yang lurus) kemiringan tebing adalah rata-rata 2,3 dengan lebar sungai sama dengan 11,60 m.

Pada daerah rencana short cut, kondisi topografinya hampir sama dengan kondisi topografi pada Kali Kemuning. Kemiringan saluran short cut tergantung pada kondisi garis ketinggian yang ada. Dari data peta kontur (garis ketinggian) maka kemiringan saluran short cut diambil 0,00032.

3.1.2 Tata Guna Lahan

Daerah yang akan dilewati rencana short cut saat ini berupa :

- Sebagian daerah perumahan
- Sebagian tanah tegalan dan sawah tadah hujan
- Fasilitas umum berupa jalan raya, rel kereta api
- Sebagian daerah tambak (dekat pantai)

Jalur rencana short cut diupayakan agar sedapat mungkin melewati daerah terbuka.

3.1.3 Persilangan yang ada

Dalam menentukan jalur short cut rencana, sepanjang jalur short cut akan ditemukan beberapa penghalang yang ada sebelum short cut ini direncanakan, mengakibatkan adanya bangunan perlintasan atau persilangan.

Yang memungkinkan sebagai penyebab adanya bangunan perlintasan adalah :

- Jalan Raya Kamal
- Jalan Raya Ketapang
- Jalan Raya Pangarengan
- Jalan Kereta Api Pamekasan - Kamal
- Afvour Sungai Karongan
- Afvour Sungai Madegan

Jalur short cut diusahakan agar seminimal mungkin terjadinya bangunan perlintasan atau persilangan.

3.1.4 Efisiensi ditinjau dari segi teknis pelaksanaan

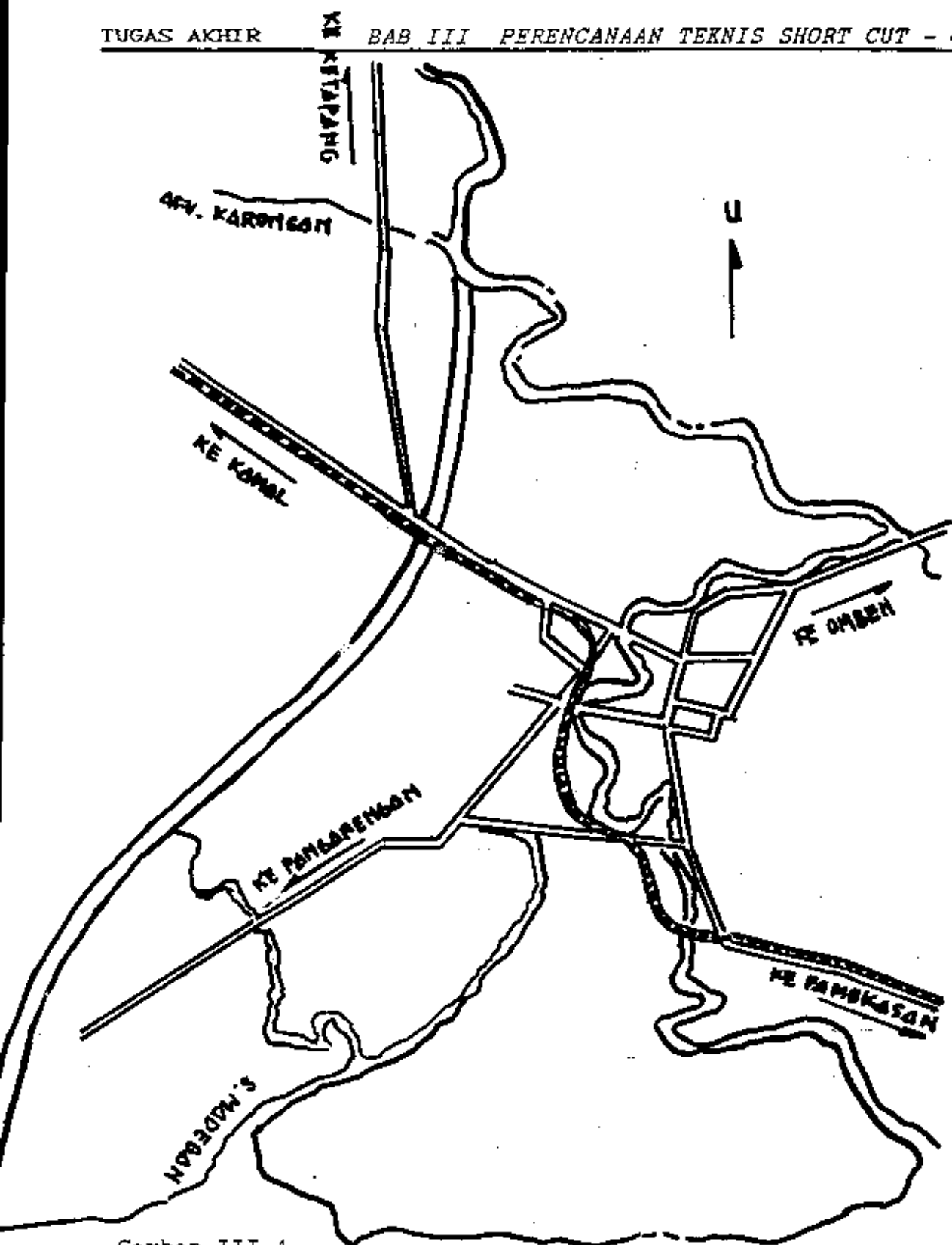
Pengertian efisiensi ini sangat berhubungan dengan kondisi topografi, tata guna lahan serta kondisi struktur tanah diatas. Pemilihan jalur Short Cut sedapat mungkin meminimalkan pengorbanan bangunan yang sudah ada. Jalur Short Cut dipilih sedemikian rupa dengan menghindari terdapatnya bangunan-bangunan perlintasan yang berlebihan. Tetapi masih memenuhi syarat secara teknis sebagai bangunan

Short Cut. Dalam tugas akhir ini dibatasi hanya tinjauan teknis pelaksanaan saja. Sedang berdasarkan biaya pelaksanaan dan waktu pelaksanaan serta perhitungan hidrolis detail tidak dibahas mengingat terbatasnya waktu.

3.1.5 Prioritas pembebasan Kota Sampang dari banjir rutin

Pemilihan jalur Short Cut sedapat mungkin dapat membebaskan Kota Sampang dari banjir rutin yang disebabkan oleh meluapnya Kali Kemuning yang merupakan pula faktor utama mengapa Short Cut ini direncanakan.

Dari uraian diatas maka letak Short Cut Kali Kemuning yang dipilih adalah sebagai berikut : Rute Short Cut diawali dari pertemuan Kali Kemuning dengan afvoer Karongan, memotong Jalan Raya Kamal, kemudian memotong Jalan Raya Pengarengan untuk seterusnya bermuara di Selat Madura. Lihat Gambar 3.1.



Gambar III.1

SELAT MADURA

3.2 PENENTUAN TITIK AWAL SALURAN SHORT CUT

Penempatan bagian awal ujung hulu saluran Short Cut dipilih sedemikian rupa sehingga aliran yang masuk ke Short Cut merupakan lintasan yang lurus ke arah hilir. Keadaan ini dipilih, berarti banjir yang akan dibuang ke laut sampai sebesar pada debit tertentu dapat mengalir dengan bebas sebagai aliran pada saluran terbuka.

Dengan mempelajari kondisi lapangan yang memungkinkan untuk mendapatkan alignment yang tidak mengundang resiko dalam pelaksanaan pembuatan Short Cut ini maka dipilih alignment seperti pada gambar rencana. Awal Short Cut ditempatkan pada daerah sekitar pertemuan Afvoer Karongan dengan bagian lurus, menerus dari aliran Kali Kemuning diatasnya.

3.3. PEMBAGIAN DEBIT BANJIR

Setelah titik awal saluran short out ditentukan maka untuk mengetahui pembagian debit antara saluran Short Cut dengan K.Kemuning maka perlu ditentukan terlebih dahulu :

- Kemampuan palung Kali Kemuning
 - Pemilihan penampang Short Cut
 - Pemilihan debit Short Cut
-

3.3.1 Kemampuan palung sungai

Untuk menghitung kemampuan palung sungai, harus ditentukan dulu faktor-faktor yang mempengaruhi yaitu :

- luas penampang melintang sungai
- koefisien kekasaran sungai
- kemiringan memanjang dasar sungai

a. Menentukan luas penampang Kali Kemuning

Bentuk penampang melintang sungai adalah tidak beraturan, sehingga untuk menentukan luasnya perlu disederhanakan lebih dulu. Adapun bentuk penampang sederhana yang mendekati bentuk aslinya adalah bentuk trapisium. Untuk mendapatkan bentuk trapisium tersebut dapat dilakukan sebagai berikut :



Gambar III.2

- Pada gambar penampang melintang sungai digambar penampang trapisium yang mendekati bentuk aslinya dan luasnya kira-kira sama dengan luas penampang aslinya.
- Untuk membuat luas penampang trapisium sama dengan luas penampang aslinya, diusahakan volume galian sama dengan volume timbunan.

b. Menentukan koefisien kekasaran manning.

Harga koefisien kekasaran manning dipengaruhi oleh beberapa faktor, yang dapat dituliskan dalam rumusan :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) m_5$$

dimana : n = Harga koefisien kekasaran manning.

n_0 = Harga n mula-mula berdasarkan bahan pembentuk sungai (tanah batu-batuan dan lain-lain untuk sungai yang lurus smooth dan uniform).

n_1 = Harga yang ditambahkan pada n_0 untuk mengoreksi akibat ketidakraturan permukaan saluran.

n_2 = Harga untuk variasi bentuk dan ukuran dari pada penampang melintang sungai.

n_3 = Harga untuk rintangan.

n_4 = Harga untuk tumbuh-tumbuhan dan kondisi aliran.

m_5 = Faktor koreksi untuk belokan-belokan sungai.

Dalam perhitungan ini harga "n" dikelompokkan menjadi empat bagian, ini didasarkan atas hasil pemetaan.

Bagian 0 s.d 43

$$n_0 = 0,020$$

$$n_1 = 0,005$$

$$n_2 = 0,000 \quad n = (0,020+0,005+0+0+0).1,00$$

$$n_3 = 0,000 \quad = 0,025$$

$$n_4 = 0,000$$

$$m_5 = 1,000$$

Bagian 43 s.d 142

$$n_0 = 0,020$$

$$n_1 = 0,005$$

$$n_2 = 0,000 \quad n = (0,020+0,005+0,0+0,010+0,005).1,150$$

$$n_3 = 0,010 \quad = 0,046$$

$$n_4 = 0,005$$

$$m_5 = 1,150$$

Bagian 142 s.d 196

$$n_0 = 0,020$$

$$n_1 = 0,005$$

$$n_2 = 0,000$$

$$n_3 = 0,010$$

$$n_4 = 0,005$$

$$m_5 = 1,000$$

$$n = (0,020+0,005+0,0+0,010+0,005) \cdot 1,00$$

$$= 0,040$$

Bagian 196 s.d 277

$$n_0 = 0,020$$

$$n_1 = 0,005$$

$$n_2 = 0,000$$

$$n_3 = 0,010$$

$$n_4 = 0,005$$

$$m_5 = 1,150$$

$$n = (0,020+0,005+0,0+0,010+0,005) \cdot 1,150$$

$$= 0,046$$

c. Menentukan kemiringan memanjang dasar sungai

Untuk menentukan kemiringan memanjang dasar sungai dikelompokkan dengan kelompok harga "n".

TP	Jarak dari muara (m)	ΔL	elevasi dasar sungai	ΔH	$I = \frac{\Delta H}{\Delta L}$	$I^{1/2}$
0	0		-3,296			
43	2.150	2.150	-1,909	1,387	$6,45 \cdot 10^{-4}$	0,0254
142	7.250	5.100	-0,350	1,559	$3,06 \cdot 10^{-4}$	0,0175
196	12.700	5.400	+0,20	0,550	$1,02 \cdot 10^{-4}$	0,0101
277	21.550	8.900	+5,051	4,851	$5,45 \cdot 10^{-4}$	0,0233

$$I_{\text{rata-rata}} = 4 \cdot 10^{-4}$$

Apabila faktor-faktor tersebut telah ditentukan maka kemampuan palung sungai dapat dihitung dengan rumus.

d. Perhitungan kemampuan palung sungai

$$Q = V \cdot A$$

$$V = 1 / n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$R = A / O$$

dimana : Q = debit aliran kemampuan palung sungai

V = kecepatan aliran sungai

A = luas penampang basah sungai

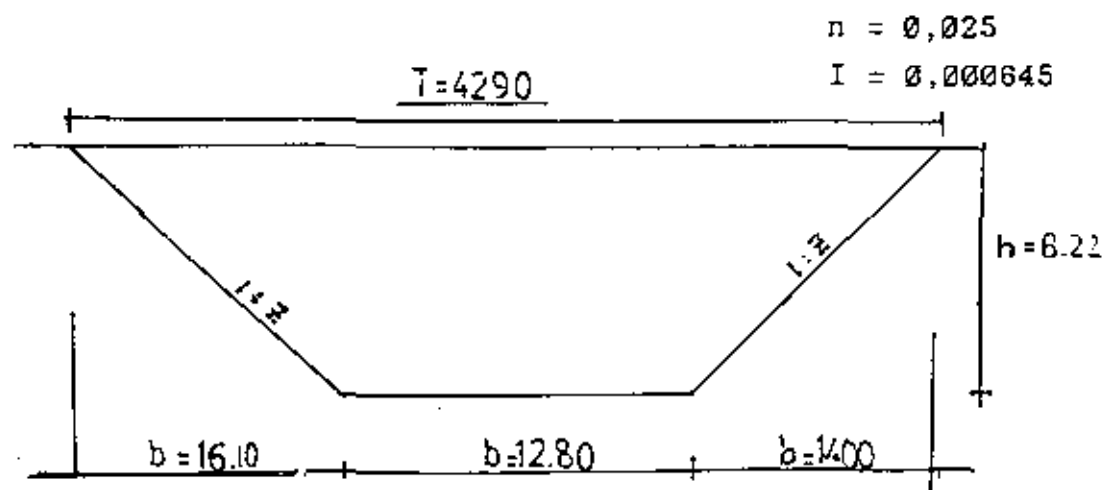
O = keliling basah penampang sungai

n = koefisien kekasaran manning

R = jari-jari hidraulis

I = kemiringan dasar sungai

Untuk penampang sungai pada patok no.1 dapat dihitung sebagai berikut :



Gambar III.3

$$\begin{aligned}
 m_1 &= \sqrt{b_1^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{16.02^2 + 6.22^2} \\
 &= 17.52 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m_2 &= \sqrt{b_2^2 + h^2} \\
 &= \sqrt{14^2 + 6.22^2} \\
 &= 15.32 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R &= A / O \\
 &= \frac{173.12}{45.37} \\
 &= 3.815 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{T + b}{2} \cdot h \\
 &= \frac{42.90 + 12.80}{2} \cdot 6.22 \\
 &= 173.12 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

	$Q =$ $b+ml+nl$	$R=R/Q$	$2/3$ R	n	$1/2$ l	$U =$ $1/n \times R \times l$	$Q=U \times R$
	11	12	13	14	15	16	17
3	41.773	3.5887	2.344	0.025	0.0254	2.381	357.010
7	42.455	3.9606	2.509	0.025	0.0254	2.543	427.656
1	38.750	3.4568	2.286	0.046	9.0186	0.920	123.234
2	45.160	2.9864	2.074	0.046	9.0186	0.839	113.152
5	33.258	3.0353	2.096	0.046	9.0186	0.848	85.603
6	34.253	2.7943	1.994	0.046	9.0186	0.802	76.761
5	30.349	2.9700	2.066	0.046	9.0186	0.835	76.753
3	35.878	3.0867	2.120	0.046	9.0186	0.857	94.908
1	33.691	2.9191	2.043	0.046	9.0186	0.826	81.236
1	50.595	3.4403	2.279	0.046	9.0186	0.824	143.426
1	31.138	3.3940	2.258	0.046	9.0186	0.913	96.489
3	41.228	3.2322	2.186	0.046	9.0186	0.834	117.800
5	38.160	2.9209	2.043	0.046	9.0186	0.777	86.605
1	39.235	3.3099	2.221	0.040	0.0101	0.570	74.136
3	39.140	3.6089	2.353	0.040	0.0101	0.594	83.914
5	42.336	4.5714	2.754	0.040	0.0101	0.695	134.604
1	45.913	3.7554	2.416	0.040	0.0101	0.610	105.187
7	33.601	4.1264	2.602	0.040	0.0101	0.657	92.629
6	41.933	4.6551	2.788	0.040	0.0101	0.694	133.678
7	39.164	4.6742	2.796	0.046	0.0233	1.416	259.211
8	51.687	4.5410	2.742	0.046	0.0233	1.542	361.926
8	39.102	3.9869	2.514	0.046	0.0233	1.274	198.544
8	38.722	3.9696	2.515	0.046	0.0233	1.274	196.840
6	38.571	3.7616	2.419	0.046	0.0233	1.225	177.751
9	46.111	4.6023	2.767	0.046	0.0233	1.401	297.407
7	34.658	3.7544	2.416	0.046	0.0233	1.224	159.210
7	38.561	4.0689	2.549	0.046	0.0233	1.291	202.558
11	42.998	2.8785	2.024	0.046	0.0233	1.025	126.860
12	50.722	5.3985	3.077	0.046	0.0233	1.559	426.829

e. Perhitungan dalam aliran untuk debit banjir rencana

$$Q = V \cdot A$$

$$= \frac{I^{1/2}}{n} \cdot \frac{A^{2/3}}{O^{2/3}} \cdot A$$

$$= \frac{I^{1/2}}{n} \cdot \frac{A^{5/3}}{O^{2/3}}$$

$$V = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$= 1/n \cdot \frac{A^{2/3}}{O^{2/3}} \cdot I^{1/2}$$

$$A = \frac{T + b}{2} \cdot h$$

$$= \frac{(z_1 \cdot h + b + z_2 \cdot h) + b}{2} \cdot h$$

$$= \{ b + 1/2 \cdot h (z_1 + z_2) \} \cdot h$$

$$O = m_1 + b + m_2$$

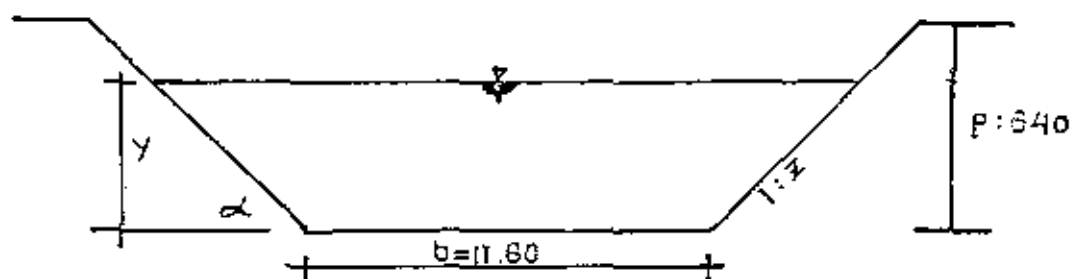
$$= h \sqrt{1 + z_1^2} + b + h \sqrt{1 + z_2^2}$$

$$= b + h (\sqrt{1 + z_1^2} + \sqrt{1 + z_2^2})$$

$$m_1 = \sqrt{h^2 + (z_1 \cdot h)^2}$$

$$= h \sqrt{1 + z_1^2}$$

$$Q = \frac{I^{1/2}}{n} \cdot \frac{[(b + 1/2 h (z_1 + z_2)) \cdot h]^{5/3}}{\{h (\sqrt{1 + z_1^2} + h \sqrt{1 + z_2^2}) + b\}^{2/3}}$$



Gambar III.4

Perhitungan yang lain terdapat pada tabel III.3.

7+8	n	I	$I \sim 0.5/n$	h	Tinggi tanggul (P)	Keterangan
9	10	11	12	13	14	15
5.012	0.025	6.45E-04	1.0159	4.71	5.70	Mampu
2.038	0.025	6.45E-04	1.0159	3.55	5.08	Mampu
5.009	0.046	3.46E-04	0.4044	7.78	5.64	Tidak mampu
5.373	0.046	3.46E-04	0.4044	6.10	4.05	Tidak mampu
4.887	0.046	3.46E-04	0.4044	6.70	4.37	Tidak mampu
4.867	0.046	3.46E-04	0.4044	7.30	4.10	Tidak mampu
2.754	0.046	3.46E-04	0.4044	7.55	3.83	Tidak mampu
2.761	0.046	3.46E-04	0.4044	6.70	3.83	Tidak mampu
4.157	0.046	3.46E-04	0.4044	7.25	4.06	Tidak mampu
8.299	0.046	3.46E-04	0.4044	6.93	5.13	Tidak mampu
2.368	0.046	3.46E-04	0.4044	8.10	4.62	Tidak mampu
5.735	0.046	3.46E-04	0.4044	7.45	5.34	Tidak mampu
5.339	0.046	3.46E-04	0.4044	7.05	4.94	Tidak mampu
4.882	0.040	1.02E-04	0.2525	9.50	5.44	Tidak mampu
3.299	0.040	1.02E-04	0.2525	8.63	4.77	Tidak mampu
3.667	0.040	1.02E-04	0.2525	10.00	7.40	Tidak mampu
5.616	0.040	1.02E-04	0.2525	9.50	6.55	Tidak mampu

penampang sungai rata-rata :

$$b = 11,60 \text{ m}$$

$$p = 6,40 \text{ m}$$

$$z = 2,30$$

$$n = 0,040$$

$$I = 0,0004$$

dimana : b = lebar rata-rata dasar sungai
 p = tinggi rata-rata tanggul sungai
 z = $\text{ctg } \alpha$
 n = koefisien kekasaran manning
 I = kemiringan dasar sungai

Untuk banjir rencana 5 tahunan, $Q = 328 \text{ m}^3/\text{dt}$.

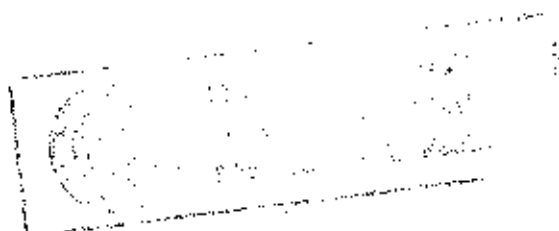
Mencari dalam normal $= y_n$

$$\begin{aligned} A &= (b + zy) \cdot y \\ &= (11,60 + 2,30 y) \cdot y \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} O &= b + 2y \sqrt{1 + z^2} \\ &= 11,60 + 2y \sqrt{1 + 2,30^2} \\ &= 11,60 + 5,016 y \end{aligned}$$

$$R = \frac{A}{O} = \frac{(11,60 + 2,30 y) y}{11,60 + 5,016 y}$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{328}{(11,60 + 2,30 y) y}$$



$$V = \frac{1}{n} = R^{2/3} I^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0,04} \left[\frac{(11,60 + 2,330 y)y}{11,60 + 5,016 y} \right]^{2/3} \cdot 0,0004^{1/2}$$

$$V = 0,50 \left[\frac{(11,60 + 2,30 y)y}{(11,60 + 5,016 y)} \right]^{2/3} \quad (2)$$

$$(1) = (2)$$

$$\frac{328}{(11,60 + 2,330y)y} = 0,50 \left[\frac{(11,60 + 2,30y)y}{11,60 + 5,016y} \right]^{2/3}$$

$$\frac{\{(11,60 + 2,30y)y\}^{2/3}}{(11,60 + 5,016 y)^{2/3}} = 488$$

Dengan memasukkan harga y ke dalam persamaan secara coba-coba, maka didapatkan harga y yang sesuai untuk persamaan tersebut.

Untuk $y = 6,92$ m, maka :

$$\frac{\{(11,60 + 2,30 \cdot 6,92) \cdot 6,92\}^{2/3}}{(11,60 + 5,016 \cdot 6,92)^{2/3}} = 488,68 \approx 488$$

maka diambil dalam bormal $y_n = 6,92$ m

$$A_n = (11,60 + 2,30 y) y$$

$$= (11,60 + 2,30 \cdot 6,92) \cdot 6,92$$

$$= 190,41 \text{ m}^2$$

$$V_n = \frac{Q}{A} = \frac{244}{190,41}$$

$$= 1,28 \text{ m/dt}$$

Mencari dalam kritis y_c :

$$D = \frac{A}{T} = \frac{(b + z \cdot y) \cdot y}{b + 2z \cdot y}$$

$$D = \frac{(11,60 + 2,30 \cdot y) \cdot y}{11,60 + 4,60 y}$$

Untuk aliran kritis, maka : $\frac{\alpha V^2}{2g} = \frac{D}{2}$

$$\frac{1,15 \left[\frac{244}{(11,60 + 2,30 \cdot y) \cdot y} \right]^2}{2 \cdot 9,8} = \frac{(11,60 + 2,30 \cdot y) \cdot y}{11,60 + 4,60 y} \cdot \frac{1}{2}$$

$$\frac{((11,60 + 2,30 \cdot y) \cdot y)^3}{11,64 + 4,60 \cdot y} = 6,986,37$$

Dengan memasukkan harga y secara coba-coba, maka didapatkan harga y yang sesuai untuk persamaan tersebut.

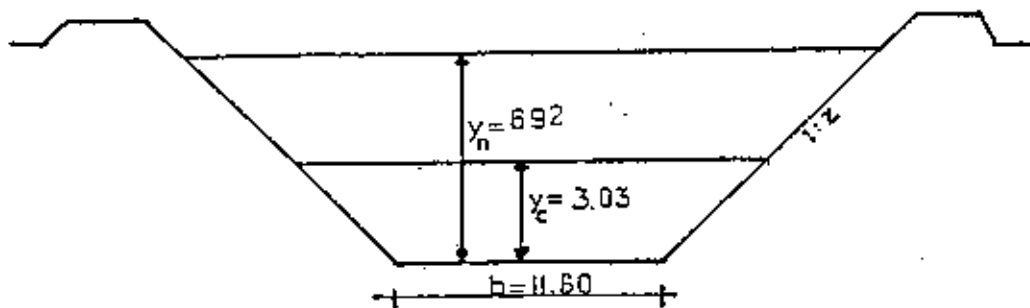
Untuk $y = 3,03 \text{ m}$:

$$\frac{(11,60 + 2,30 \cdot 3,03) \cdot 3,03^2}{11,60 + 4,60 \cdot 3,03} = 6,974,40 \approx 6,986,37$$

maka diambil dalam kritis $y_c = 3,03 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A_c &= (11,60 + 2,30 \cdot y_c) \cdot y_c \\ &= (11,60 + 2,30 \cdot 3,03) \cdot 3,03 \\ &= 56,27 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{328}{56,27} = 5,83 \text{ m/dt}$$



Gambar III.5

f. Pengaruh pasang surut pada hilir Kali Kemuning

Pasang surut air laut dalam satu hari terjadi dua kali, dimana hal ini akan mempengaruhi elevasi permukaan air sungai pada daerah muara sungai. Untuk menghitung sampai sejauh mana pengaruh pasang air laut, maka pasang air laut dianggap sebagai bendung yang berada di tengah palung sungai. Dari data pasang surut selama satu tahun tercatat bahwa elevasi air tertinggi adalah $+30\text{dm}$ atau $+3,0 \text{ m}$, dihitung dari air rendah perbani.

Apabila dihitung terhadap MSL (Mean Sea Level / permukaan air laut rata-rata), maka :

$$\text{HWS} = +3 - 1,40$$

$$= 1,60 \text{ m}$$

_____ HWS

_____ $\pm 0,0$ MSL

_____ LWS

dimana :

HWS = high water surface (muka air tinggi rata-rata).

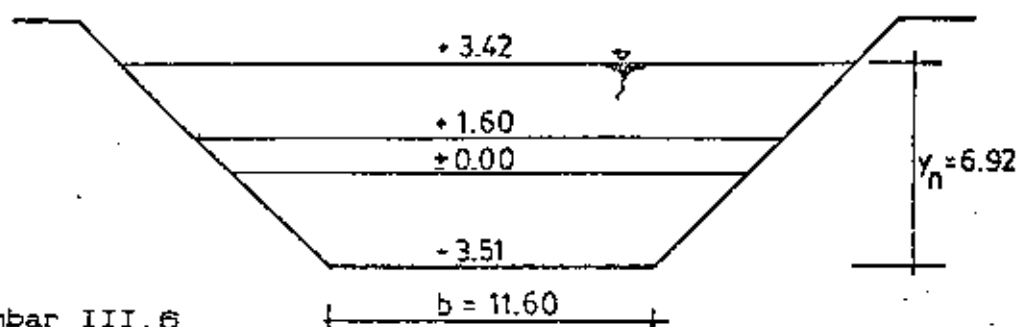
MSL = mean sea level (muka air rata-rata)

LWS = low water surface (muka air rendah rata-rata)

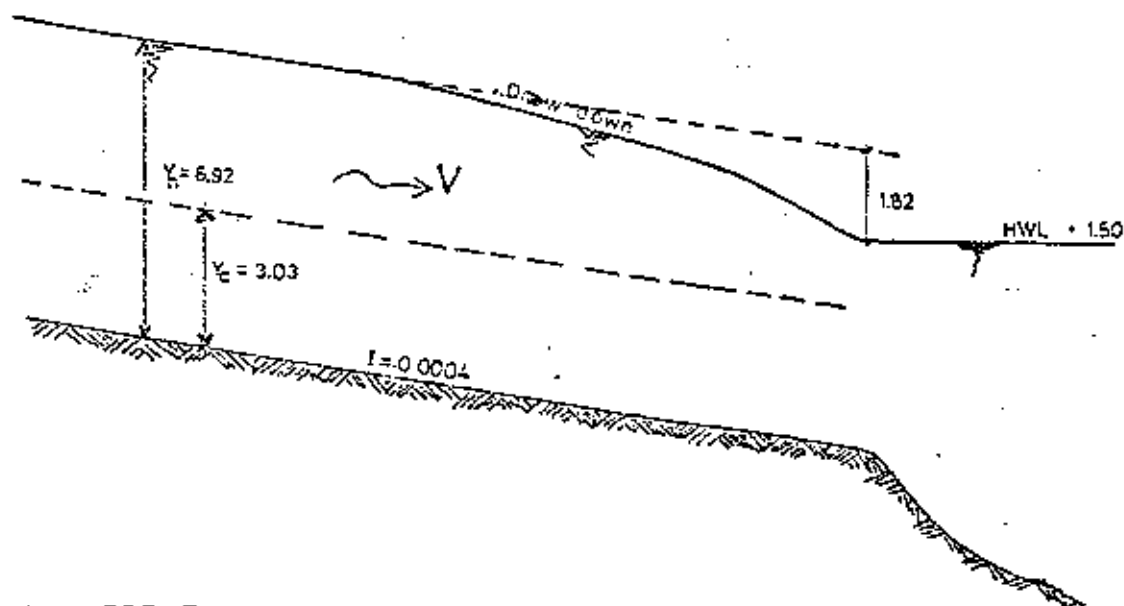
Tinggi muka air rata-rata diukur dari muka air rendah rata-rata = 1,40 m.

$$\text{MSL} - \text{LWS} = +1,40 \text{ m}$$

Apabila elevasi HWS diplotkan pada penampang Kali Kemuning adalah sebagai berikut :



Gambar III.6



Gambar III.7

3.3.2 Pemilihan penampang short cut

Penampang Trapesium merupakan penampang yang umumnya dipakai untuk saluran. Demikian pula untuk Short Cut Kali Kemuning ini bentuk penampang yang dipilih adalah bentuk Trapesium. Dari perhitungan kemampuan alur sungai sekitar daerah ini cukup mampu untuk debit-debit yang cukup besar. Namun beberapa penampang memang mempunyai kemampuan alur yang relatif cukup kecil sekalipun untuk debit kecil.

Dengan melihat fenomena yang terjadi bahwa hampir setiap tahun daerah kota yang dilalui Kali Kemuning mengalami banjir yang cukup besar, maka dapat ditarik anggapan bahwa alur sungai Kali Kemuning mempunyai kapasitas lebih kecil dari $328 \text{ m}^3 / \text{dt}$.

Perhitungan alur sungai buatan dibuat dengan berbagai lebar dasar untuk pemilihan kemampuan alur yang kira-kira sesuai dengan lebar Dimensi Short Cut yang akan dipakai. Dalam perhitungan ini anggapan yang dipakai sama dengan perhitungan untuk alur asli.

Dari penampang trapesium yang dipilih kemudian dibuat hubungan antara debit banjir (periode ulang tertentu) dengan beberapa lebar short cut, didapat tinggi aliran (h) pada saluran.

Hasil perhitungan tinggi aliran ditabelkan sebagai berikut :

Tabel III.4 Penentuan Lebar Dasar Short Cut

b	h				
	Q	Q	Q	Q	Q
	2 th	5 th	10 th	50 th	100 th
	226	328	396	562	604
20	5.89	7.55	8.51	10.58	11.05
22	5.56	7.16	8.09	10.12	10.58
24	5.26	6.79	7.70	9.67	10.13
25	5.12	6.62	7.52	9.46	9.91
26	4.98	6.46	7.34	9.26	9.70
28	4.74	6.16	7.00	8.87	9.30
30	4.52	5.88	6.69	8.50	8.92
32	4.32	5.62	6.40	8.16	8.57
34	4.14	5.39	6.15	7.84	8.24
35	4.06	5.28	6.02	7.69	8.08
36	3.98	5.17	5.90	7.54	7.93
38	3.83	4.98	5.68	7.26	7.64
40	3.69	4.80	5.47	7.00	7.37
42	3.57	4.64	5.28	6.76	7.11
44	3.45	4.48	5.10	6.53	6.87
45	3.40	4.40	5.02	6.42	6.76
46	3.35	4.34	4.94	6.32	6.65
48	3.25	4.20	4.79	6.12	6.44
50	3.16	4.08	4.65	5.94	6.25

Untuk debit short cut dibagian hulu pelimpah samping dipakai debit periode ulang 50 tahun, sedangkan pemilihan lebar dasar short cut berdasarkan kemampuan palung sungai asli Kali Kemuning, maka dipilih lebar dasar short cut (b) = 35 m, sehingga didapat tinggi air di hulu pelimpah samping = 7,69 m dari dasar.

3.3.3 Pemilihan debit short cut

Debit Rencana untuk Short Cut dipilih dengan memperhatikan beberapa hal antara lain :

- Debit yang dilewatkan oleh Short Cut merupakan debit yang lebih besar terhadap kemampuan alur asli Kali Kemuning di sekitar Awal Short Cut.
 - Kelebihan debit terhadap kemampuan alur sungai bagian hulu Short Cut, sehubungan dengan apa yang disebutkan di atas akan diatasi dengan tanggul.
 - Tujuan dari pada dibuatnya Short Cut ini adalah untuk menghindari tergenangnya kota Sampnag terhadap banjir yang datang dari hulu Kali Kemuning, yaitu dengan mengalirkan sebagian debit langsung ke laut melalui alur buatan.
 - Untuk kelancaran aliran diperlukan alur yang lurus bagi debit yang dilaihnkan sedangkan yang masuk alur Kali Kemuning yang asli merupakan aliran yang bersifat melimpah pada Pelimpah Samping.
-

Dalam hal ini untuk mencari besarnya Debit yang melimpah dipakai hubungan :

$$Q = C (2g)^{0,5} (Y - S)^{1,5} B$$

dimana :

Q = Debit yang dilimpahkan m^3 / dt

C = Koefisien Debit dalam hal ini diambil
0,90

Y = Tinggi Muka Air sebelum melimpah

S = Tinggi pelimpah atau dianggap sama
dengan tinggi air pada Short Cut.

Kemudian untuk pemilihan ini dilakukan perhitungan seperti berikut :

Dengan memandang beberapa kemungkinan dari Rekapitulasi perhitunagn diatas, terutama untuk mencari kemungkinan pemilihan lebar dasar alur Short Cut dan alur sungai pada daerah hulu yang perlu diadakan perbaikan alur, maka diambil disini lebar dasar sungai bagian atas titik bifurkasi sama dengan lebar dasar Short Cut yaitu 25 m.

Dengan demikian untuk alur Short Cut yang melewati debit $Q_{10} = 396 m^3/dt$, didapat tinggi muka air $h = 4,643$ m. Untuk Alur Sungai bagian atas titik bifurkasi yang diperbaiki dengan debit yang dialirkan untuk $Q_{50} = 562 m^3/dt$, didapat tinggi air $h = 7,69$ m.

Sehubungan dengan freeboard setinggi 2 m diatas muka air banjir Q50 yang direncanakan untuk alur bagian atas titik bifurkasi, maka pengaliran debit untuk periode ulang lebih besar mempergunakan fullbank capacity, yang dalam hal ini untuk Q100 = 804 m³/dt didapat h = 8.08 m.

BAB IV

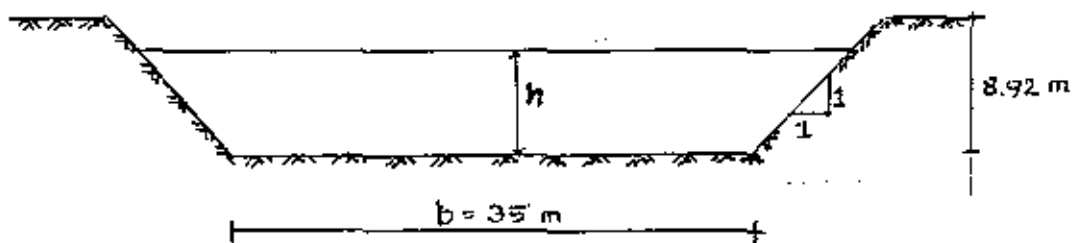
PERHITUNGAN DIMENSI DAN STABILITAS

4.1 PERHITUNGAN DIMENSI SHORT CUT DAN BENDUNG

4.1.1 Dimensi Short Cut

Dari perhitungan pada Bab III, maka dimensi Short Cut di dapat :

- Lebar dasar (b) = 35 m
- Kemiringan Talud (m) = 1 : 1
- Tinggi dari dasar = 8,92 m
- Kemiringan dasar saluran (I) = 0,00032

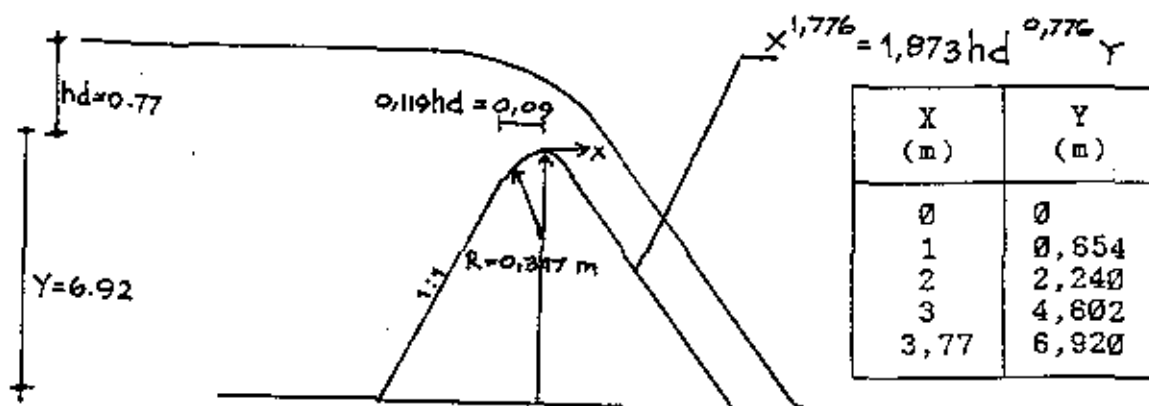


Gambar IV.1

4.1.2 Perhitungan Dimensi Bendung

4.1.2.1 Perencanaan Pelimpah

Tipe mercu dipilih tipe Ogee



$$R = 0,45 \cdot h \cdot d \quad \text{Gambar IV.2}$$

$$= 0,45 \cdot 0,77$$

$$= 0,347 \text{ m}$$

4.1.2.2 Peredam Energi

$$V1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (1/2 \cdot H1 + Z)}$$

$$= \sqrt{2g(1/2(1,006) + 6,92)}$$

$$= 12,06 \text{ m/dt}$$

$$\frac{Vs1^2}{2g} = \frac{(2,15)^2}{2 \cdot g} = 0,236$$

$$H1 = h \cdot d + \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

$$= 0,77 + 0,236$$

$$= 1,006 \text{ m}$$

$$D1 = \frac{Q}{B \cdot V1} = \frac{106,13}{39,42 \cdot 12,06} = 0,22 \text{ m}$$

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g \cdot D1}} = \frac{12,06}{\sqrt{9,8 \cdot 0,22}} = 8,15$$

TUGAS AKHIR BAB IV PERHITUNGAN DIMENSI & STABILITAS - 70

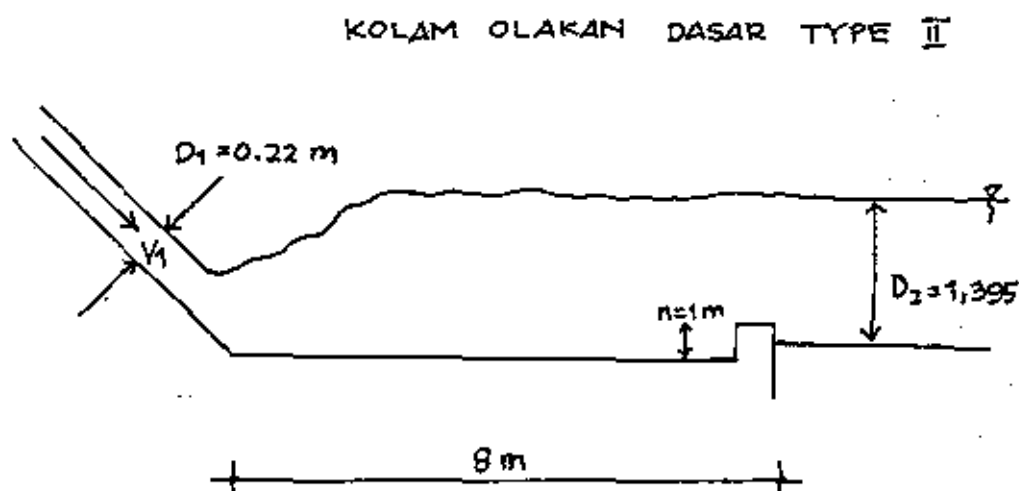
Dari grafik hubungan D_2/D_1 dengan bilangan Froude (Fr) didapat :

$$D_2 = 1,395 \text{ m}$$

$$L = 5(n+Y_2)$$

$$= 5(1+0,395) = 6,975 \text{ pakai } 8 \text{ m}$$

Gambar :



Gambar IV. 3

4.1.2.3 Mencari Lebar Pelimpah

Dari persamaan dasar De Marchi

$$\frac{dh}{dx} = \frac{Qh(-dQ/dx)}{gB^2h^3 - Q^2}$$

Maka debit yang melimpah :

$$\left[- \frac{dQ}{dx} \right] = \frac{2}{3} C_m \sqrt{2g} (h - s)^{3/2}$$

C_m = Koefisien debit De Marchi

Dengan mengintegrasikan terhadap x sebagai lebar pelimpah maka didapat :

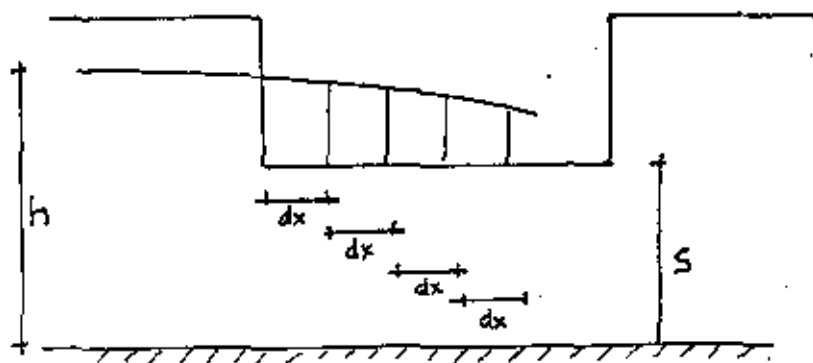
$$B = \frac{Q}{c \sqrt{2g} (h-s)^{3/2}}$$

dimana : h = tinggi air

s = tinggi bendung (pelimpah) dari dasar saluran

B = lebar pelimpah

Q = debit yang melimpah



Gambar IV. 4

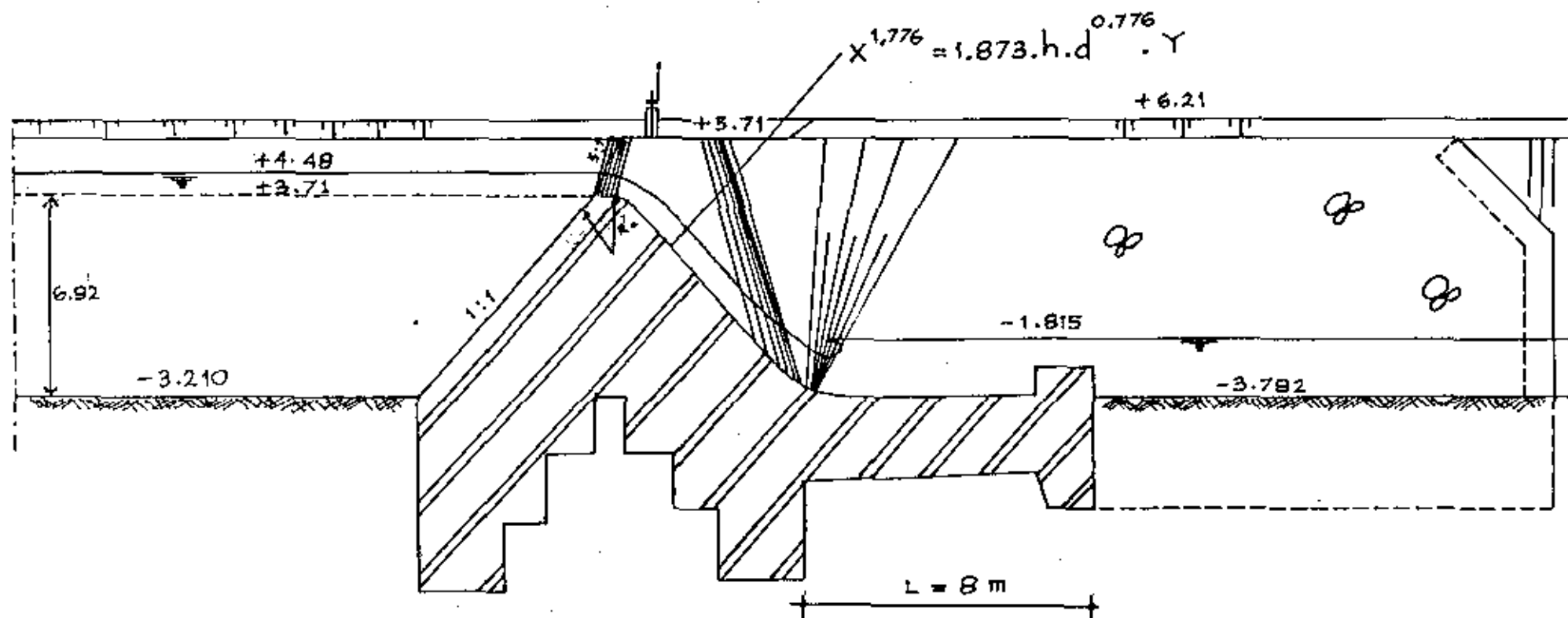
Lebar pelimpah samping untuk melewati debit yang dilimpahkan adalah :

$$\begin{aligned} B &= \frac{Q}{C(2g)^{0.5}(Y-S)^{1.5}} \\ &= \frac{106,13}{0,9(2 \cdot 9,8)^{0.5}(7,69 - 6,92)^{1.5}} \\ &= 39,42 \text{ m} \end{aligned}$$

Pelimpah samping dilengkapi dengan dua pintu untuk pengambilan air bagian alur Kali Kemuning yang melewati kota Sampang, yang ditempatkan pada sisi kiri dan kanan Pelimpah.

POTONGAN MELINTANG BENDUNG

SKALA 1 : 200



Gambar IV.5

4.2 STABILITAS LERENG SHORT CUT

Perhitungan stabilitas lereng short cut ditinjau dalam dua kondisi yaitu kondisi short cut terisi penuh dan terisi kosong (short cut tidak terisi air).

Sebelum dilakukan perhitungan stabilitas lereng, terlebih dahulu dilakukan analisa mengenai formasi garis rembesan air melalui tubuh tanggul short cut atau lereng short cut.

Formasi garis rembesan ditinjau pada saat short cut terisi penuh air dengan menggunakan Metode Casagrande.

Rumus-rumus yang dipakai adalah :

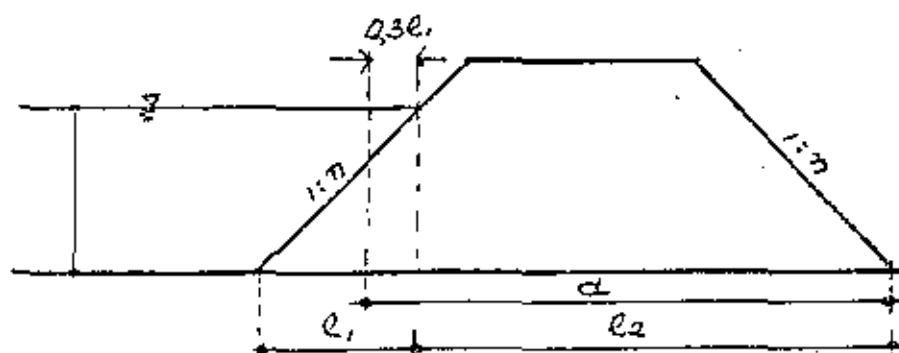
$$X = \frac{y^2 - y_0^2}{2 y_0} \quad \text{atau}$$

$$Y = (2 \cdot y_0 \cdot X + y_0^2)^{1/2} \dots\dots\dots 1$$

$$y_0 = (h^2 + a^2)^{1/2} \quad a \dots\dots\dots 2$$

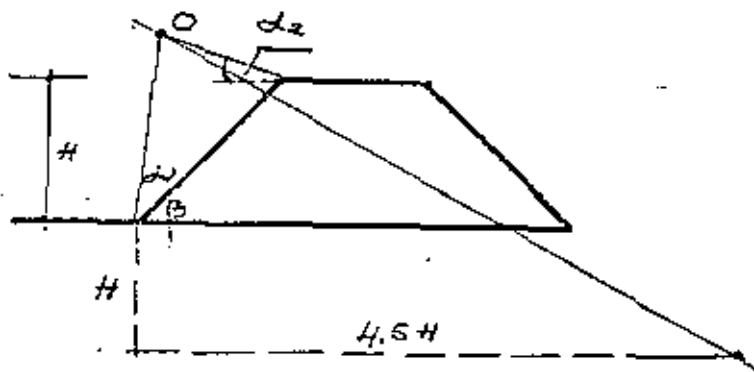
dimana : h = tinggi air maksimum

a = jarak vertikal (lihat gambar)



Gambar IV.6

Untuk menguji stabilitas lereng short cut, metode yang dipakai ialah metode irisan bidang luncur bundar (Slice Methode on Circular Slip Surface). Dalam penggunaan cara ini diperlukan titik pusat bidang luncur kritis yang dapat ditentukan dengan memakai Metode Fellenius sebagai berikut:



Gambar IV.7

Harga-harga sudut α_1 , α_2 dan β dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 20 . Harga satuan α_1 , α_2 dan β untuk menentukan longsor kritis cara Fellenius.

Miring Lereng	β	α_1	α_2
1 : 0,58	60	29	40
1 : 1,00	45	28	37
1 : 1,50	33,8	26	35
1 : 2,00	26,56	25	35
1 : 3,00	18,4	25	35
1 : 5,00	11,3	25	35

Untuk perhitungan stabilitas lereng short cut dilakukan dengan menggunakan metode irisan bidang luncur dengan persamaan sebagai berikut :

$$F_s = \frac{\sum (C.L + (N - U) \tan \phi)}{\sum T}$$

dimana :

F_s = angka keamanan, harga $F_s = 1,2$

C = koefisien kohesi tanah pada bidang luncur.

L = lebar irisan bidang luncur

N = beban komponen vertikal yang timbul dari berat setiap irisan bidang luncur

U = tekanan air pori yang bekerja pada setiap irisan bidang luncur

T = beban komponen tangensial yang timbul dari gaya berat setiap irisan bidang luncur

ϕ = sudut gesekan dalam yang membentuk dasar setiap irisan bidang luncur

Besarnya harga-harga :

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

$$U = u b / \cos \alpha$$

$$L = \frac{2 \pi r \theta}{360}$$

$$u = h.l$$

dimana :

b = lebar horisontal tiap setiap pias bidang luncur

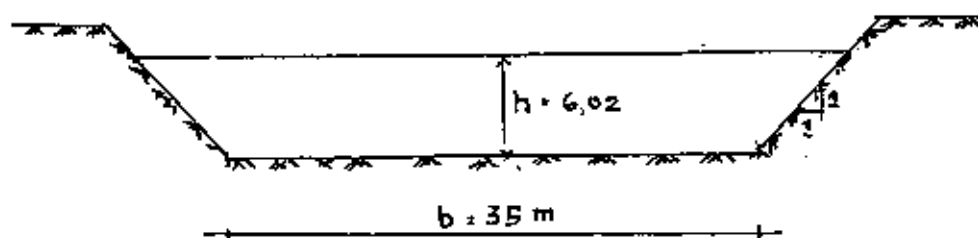
W = berat beban tiap pias bidan luncur

h = tinggi air

θ = sudut kemiringan rata-rata setiap irisan bidang luncur

4.2.1 Penentuan Persamaan Garis Rembesan.

Dari hasil perhitungan yang tercantum pada tabel III.4 didapat lebar dasar short cut sama dengan 35 m sedangkan tinggi air untuk $Q_{10} = 6,020$ m dan miring lereng 1 : 1.



Gambar IV.8

$$\text{Rumus : } Y = (2 \cdot Y_0 \cdot X + Y_0^2)^{1/2}$$

$$Y_0 = (h + a^2)^{1/2} - a$$

dimana harga-harga : $h = 6,020$ m, dibulatkan $h = 6,02$ m

$$a = 31,83 \text{ m}$$

dengan memasukkan harga-harga tersebut ke rumus maka diperoleh :

$$Y_0 = (6,02^2 + 31,83^2)^{1/2} - 31,83$$

$$= 0,56$$

$$Y = (2 \cdot 0,56 \cdot X + 0,56^2)^{1/2}$$

Jadi persamaan garis rembesan :

$$Y = (0,12 X + 0,56^2)^{1/2} \quad \text{atau}$$

$$Y = (0,96.X + 0,0314)^{1/2}$$

Tabel.IV.2 Koordinat formasi garis rembesan.

X (m)	Y (m)
-0,529	0
0	0,56
5	2,43
10	3,39
12,50	3,783
15	4,137
20	4,77
25	5,321

4.2.2 Perhitungan Stabilitas lereng Short Cut pada Kondisi kosong (Short Cut tak terisi air).

Data-data tanah yang didapat dari Laboratorium Hidroteknik Jurusan Teknik Sipil ITS adalah :

$$\gamma_t = 1,66 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{sat} = 2,72 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 10,34^\circ$$

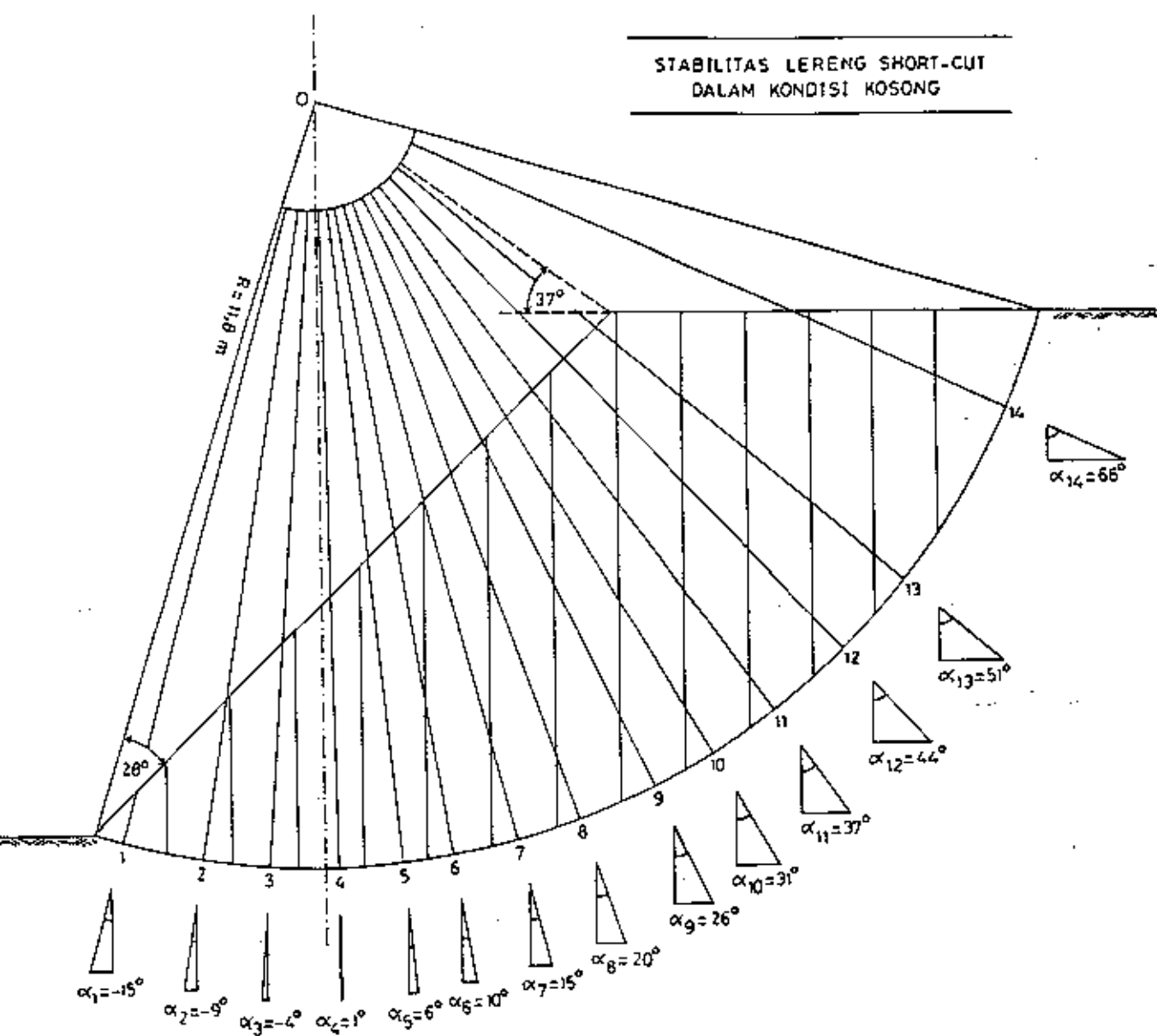
$$C = 2,14 \text{ t/m}^3$$

Hasil perhitungan ditabelkan seperti pada tabel IV.3

Tabel IV.3
Perhitungan Stabilitas lereng Short Cut

No Pias	B (m)	A (m ²)	H=A. (t/m)	sin	cos	Y = W.sin	N = W.cos	tan	U	(N-U) × tan	C.L
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.00	0.60	0.996	-0.259	0.966	-0.259	0.962	0.182		0.175	
2	1.00	1.85	3.071	-0.156	0.988	-0.156	3.033	0.182		0.552	
3	1.00	3.00	4.980	-0.070	0.998	-0.070	4.968	0.182		0.904	
4	1.00	4.05	6.723	0.017	1.000	0.117	6.722	0.182		1.223	
5	1.00	5.05	8.383	0.105	0.995	0.876	8.337	0.182		1.517	
6	1.00	5.80	9.628	0.174	0.985	1.672	9.482	0.182		1.726	40.550
7	1.00	6.65	11.039	0.259	0.966	2.857	10.663	0.182		1.941	
8	1.00	7.20	11.952	0.342	0.940	4.068	11.231	0.182		2.044	
9	1.00	7.50	12.450	0.438	0.899	5.458	11.190	0.182		2.037	
10	1.00	6.95	11.537	0.515	0.857	5.942	9.889	0.182		1.800	
11	1.00	6.30	10.458	0.602	0.799	6.294	8.352	0.182		1.520	
12	1.00	5.60	9.296	0.695	0.719	6.458	6.687	0.182		1.217	
13	1.00	4.60	7.636	0.777	0.629	5.934	4.805	0.182		0.875	
14	1.00	2.69	4.465	0.914	0.407	4.079	1.816	0.182		0.331	
						42.689				17.861	40.550

$$SF = \frac{C.L + (N-U) \cdot \tan}{Y} = \frac{40.55 + 17.861}{42.689} = 1.368 > 1.2 \text{ (OK)}$$



Gambar IV.9

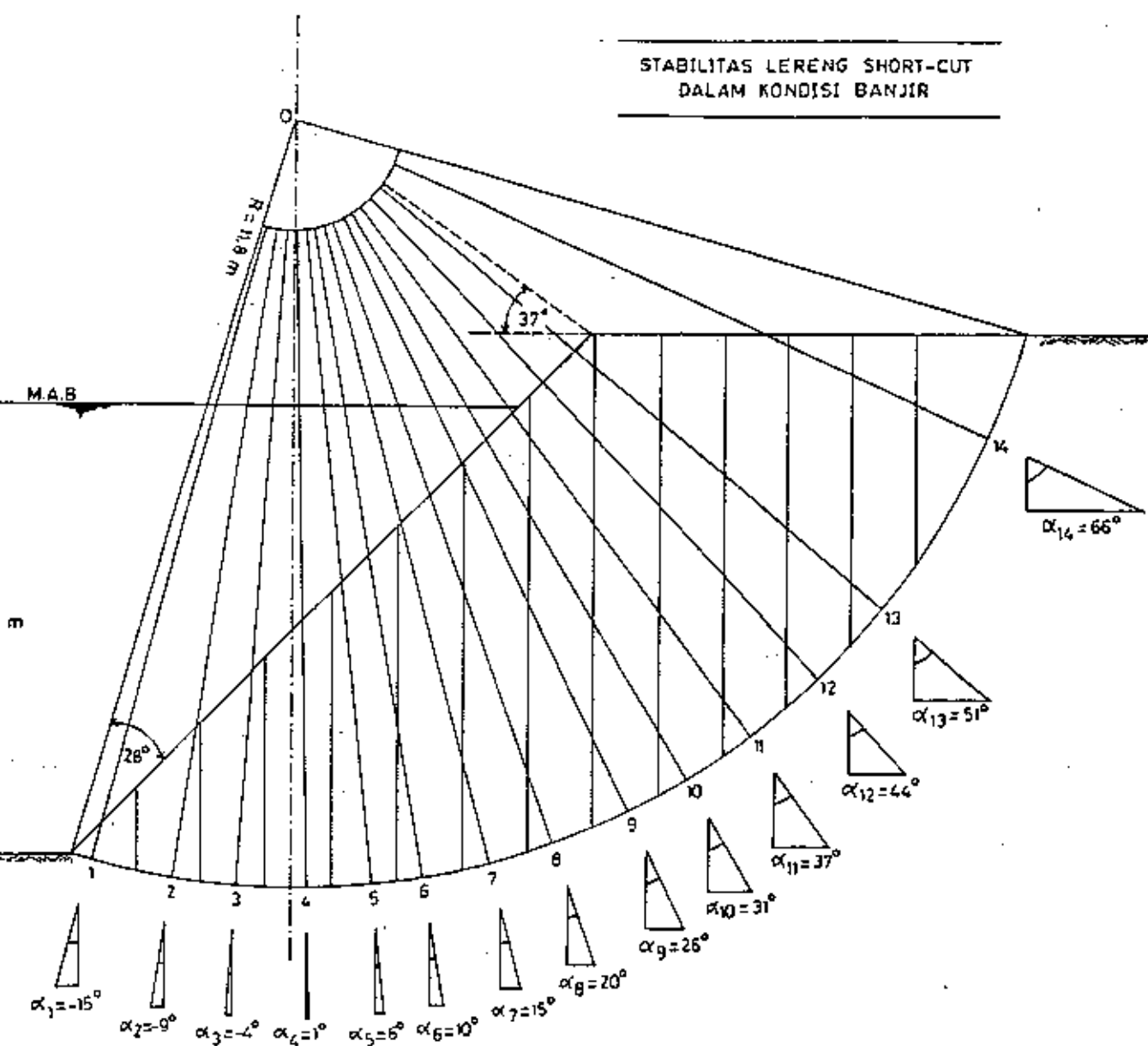
4.2.3. Stabilitas lereng Short Cut pada keadaan terisi penuh.

Hasil perhitungan ditabelkan seperti pada tabel

Tabel IV. 4
Perhitungan Stabilitas Lereng saat terisi air

No Pias	B (m)	A (m ²)	H/R (t/m)	sin	cos	T = W.sin	N = W.cos	tan	U	(N-U) × tan	C.L
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1.00	0.60	0.996	-0.259	0.966	-0.258	0.962	0.182	-5.420	1.162	
2	1.00	1.85	3.071	-0.156	0.988	-0.480	3.033	0.182	-5.440	1.542	
3	1.00	3.00	4.980	-0.070	0.998	-0.347	4.968	0.182	-5.510	1.907	
4	1.00	4.03	6.723	0.017	1.000	0.117	6.722	0.182	5.560	0.211	20.426
5	1.00	1.19	1.975	0.105	0.995	0.206	1.965	0.182	5.200	1.897	
6	1.00	5.05	13.736	0.105	0.995	1.436	13.661	0.182			
		1.66	2.756	0.174	0.985	0.479	2.714	0.182	4.700	2.466	
7	1.00	5.80	15.776	0.174	0.985	2.739	15.536	0.182			
		0.80	1.328	0.259	0.966	0.344	1.283	0.182	4.400	2.230	
8	1.00	5.85	15.912	0.259	0.966	4.118	15.370	0.182			
		2.10	3.486	0.342	0.940	1.192	3.276	0.182	4.010	2.239	
9	1.00	5.10	13.872	0.342	0.940	4.745	13.035	0.182			
		2.70	4.482	0.438	0.899	1.965	4.028	0.182	3.500	2.232	
10	1.00	4.80	13.056	0.438	0.899	5.723	11.735	0.182			
		2.80	4.648	0.515	0.857	2.394	3.984	0.182	2.900	1.958	33.990
11	1.00	4.15	11.288	0.515	0.857	5.814	9.676	0.182			
		2.90	4.814	0.602	0.799	2.897	3.845	0.182	2.400	1.607	
12	1.00	3.40	9.248	0.602	0.799	5.566	7.386	0.182			
		3.10	5.146	0.695	0.719	3.575	3.702	0.182	1.800	1.236	
13	1.00	2.50	6.800	0.695	0.719	4.724	4.892	0.182			
		3.20	5.312	0.777	0.629	4.128	3.343	0.182	1.010	0.798	
14	1.00	1.20	3.264	0.777	0.629	2.537	2.054	0.182			
		2.56	4.250	0.914	0.407	3.882	1.728	0.182	0.200	0.304	
		0.13	0.354	0.914	0.407	0.323	0.144	0.182			
						57.495				21.791	54.416

$$SF = \frac{C.L + (N-U) \cdot \tan \phi}{T} = \frac{54.416 + 21.791}{57.495} = 1.325 > 1.2 \text{ (OK)}$$



Gambar IV.10

4.3 STABILITAS BANGUNAN PELIMPAH

Dalam perhitungan stabilitas bangunan pelimpah ditinjau dalam dua kondisi :

1. Selama debit sungai rendah yaitu pada waktu muka air dihilu mencapai elevasi mercu pelimpah.
2. Selama terjadi debit rencana, muka air bagian upstream pada +4,480 dan dibagian down stream pelimpah pada - 1,815.

Untuk perhitungan kestabilan pelimpah harus memenuhi beberapa persyaratan ialah :

- . Kontrol terhadap guling.

Dalam hal ini konstruksi tidak terguling, resultante gaya yang bekerja harus masuk kern.

- . Tekanan tanah yang terjadi tidak boleh melebihi tekanan yang diijinkan.
- . Setiap bagian konstruksi tidak boleh terangkat oleh gaya uplift.

Kesemua itu merupakan syarat-syarat yang ditinjau dalam perhitungan stabilitas, dengan faktor keamanan sesuai dengan ketentuan yang ada.

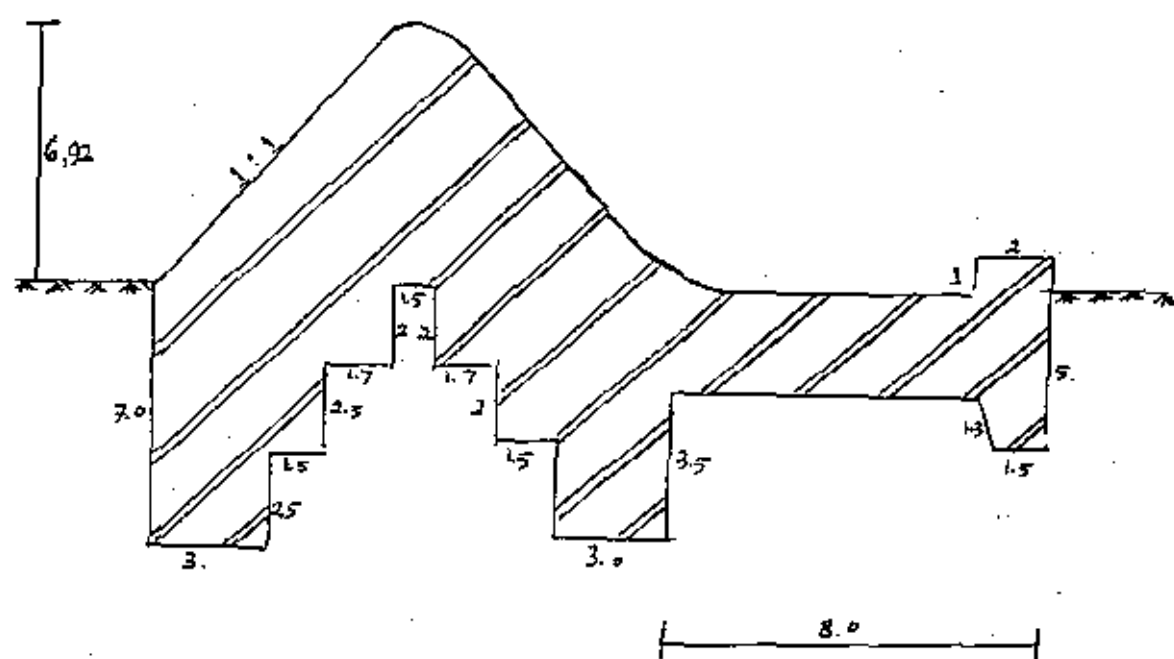
Gaya-gaya yang bekerja :

- . Tekanan air (W)
 - . Tekanan tanah aktif dan tekanan lumpur (Ea)
-

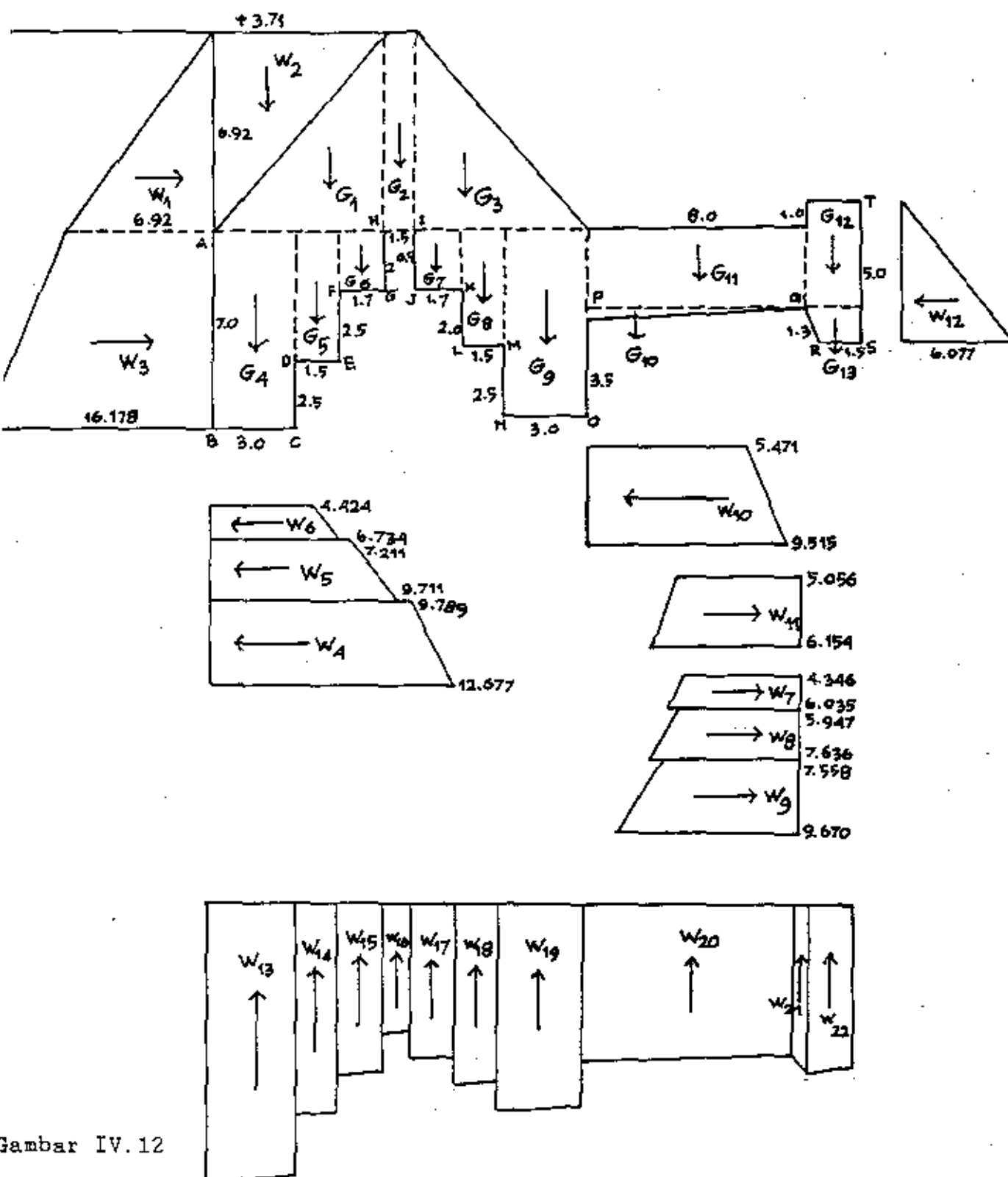
-. Berat sendiri (G)

-. Tekanan tanah pasif (E_p)

Bentuk dan ukuran penampang bangunan pelimpah samping adalah sebagai berikut :



Gambar IV.11



Gambar IV.12

Tebal lantai kolam olak dititik P = 3,00 m

Kontrol tebal lantai kolam olak.

Panjang creep line total $L_t = L_v + 1/3 L_h$

$$L_t = 30,3 + 1/3 \cdot 23,4 = 38,1 \text{ m}$$

Uplift Pressure dihitung dengan rumus :

$$U_x = H_x - L_x/L_t \cdot H$$

dimana :

U_x = Uplift Pressure dititik x

H_x = tinggi muka air dihilu bendung diukur dari titik x

L_t = panjang Creep Line total.

L_x = panjang Creep Line sampai titik x.

ΔH = beda tinggi muka air di hilu dan di hilir bendung.

•> Saat air normal.

$$\Delta H = 5,92 \text{ m}$$

$$U_p = 9,92 - 28,6/38,1 \cdot 5,92$$

$$= 9,92 - 4,44 = 5,48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Beban lantai di P} = W = P \times T_p$$

$$= 2,2 \cdot 3 = 6,6 \text{ t/m}^2$$

Ternyata harga $p > U_p$ (OK)

•> Saat banjir

$$\Delta H = 4,48 - (-1,815) = 6,295 \text{ m}$$

$$U_p = 10,69 - 28,63/38,1 \cdot 6,295$$

$$= 10,69 \cdot 4,73 = 5,96 \text{ t/m}^2$$

Berat lantai di P + berat air

$$W_p = 2,2 \cdot 3 + 1 \cdot 8 = 14,6 \text{ t/m}^2$$

Ternyata harga $W_p > U_p$ (OK)

Angka rembesan menurut Lane

$$\text{Panjang rembesan} \cdot L_w = L_v + 1/3 \cdot L_h$$

$$= 30,3 + 1/3 \cdot 23,4 = 38,1$$

$$\text{Angka rembesan} = C_w = \frac{L_v + 1/3 \cdot L_h}{H_w}$$

$$= \frac{38,1}{5,92} = 6,436 \text{(OK)}$$

(Harga minimum $C_w = 6$ untuk campuran pasir, kerikil, dan batu).

Perhitungan jalur rembesan tekanan air menurut Lane
seperti tabel berikut :

Tabel IV.5

Perhitungan jalur rembesan B_n tekanan air menurut Lane (Keadaan Normal)

Titik	Garis	Panjang rembesan (m)				H =		P =	
		V	H	HS	LW	LW/CW (t/m ²)	H (t/m ²)	H - H (t/m ²)	
A					8.28	8.88	6.92	6.92	
B	A-B	7.88							
B					7.88	1.89	13.92	12.83	
C	B-C		3.88	1.88					
C					8.28	1.24	13.92	12.68	
D	C-D	2.58							
D					18.58	1.63	11.42	9.79	
E	D-E		1.58	8.58					
E					11.88	1.71	11.42	9.71	
F	E-F	2.58							
F					13.58	2.18	8.92	6.82	
G	F-G		1.78	8.57					
G					14.87	2.19	8.92	6.73	
H	G-H	2.88							
H					16.97	2.58	6.92	4.42	
I	H-I		1.58	8.58					
I					16.57	2.57	6.92	4.35	
J	I-J	2.88							
J					18.57	2.89	8.92	6.83	
K	J-K		1.78	8.57					
K					19.14	2.97	8.92	5.95	
L	K-L	2.88							
L					21.14	3.28	18.92	7.64	
M	L-M		1.58	8.58					
M					21.64	3.36	18.92	7.56	
N	M-N	2.58							
N					24.14	3.75	13.42	9.67	
O	N-O		3.88	1.88					
O					25.14	3.91	13.42	9.51	
P	O-P	3.58							
P					28.64	4.45	9.92	5.47	
Q	P-Q		8.88	2.67					
Q					31.31	4.86	9.92	5.86	
R	Q-R	1.38							
R					32.61	5.87	11.22	6.15	
S	R-S		1.58	8.58					
S					33.11	5.14	11.22	6.38	
T	S-T	5.88							
T					38.11	5.92	5.92	8.88	
		32.38	23.48	7.88					

4.3.1. Perhitungan stabilitas selama debit rendah

Dalam kondisi debit rendah, muka air di hulu + 3,71 (elevasi mercu) dan muka air hilir - 2,210 (elevasi ambang kolam olak).

Gaya-gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- . Tekanan air (W)
- . Beban mati bendung (G)
- . Tekanan tanah (S)

Gaya - gaya tersebut disusun dalam tabel sebagai berikut :

- Asumsi : - . Berat jenis pasangan = $2,2 \text{ t/m}^3$
- . Berat jenis tanah = $1,8 \text{ t/m}^3$
 - . Berat jenis air = $1,0 \text{ t/m}^3$
-

Tabel IV.6

Perhitungan Stabilitas Selama Debit Rendah

		Sekitar S		
Nama	Luas x Tekanan	Gaya	Lengan	Momen
Gaya		(ton)	(m)	(t.m)
VERTIKAL				
W2	0.5X6.92X6.92X1	-23.943	22.813	-546.212
G1	0.5X6.92X6.92X2.2	-52.675	20.506	-1080.154
G2	1.5X6.92X2.2	-22.836	16.950	-387.070
G3	0.5X6.92X6.92X2.2	-52.675	13.893	-731.814
G4	7X3X2.2	-46.2	22.400	-1034.880
G5	4.5X1.5X2.2	-14.85	20.150	-299.227
G6	2X1.7X2.2	-7.48	18.550	-138.754
G7	2X1.7X2.2	-7.48	15.350	-114.818
G8	4X1.5X2.2	-13.2	13.750	-181.500
G9	6.5X3X2.2	-42.9	11.500	-493.350
G10	0.5X8X0.3X2.2	-2.64	7.330	-19.351
G11	8X2.7X2.2	-47.52	6.000	-285.120
G12	2X3.7X2.2	-16.28	1.000	-16.280
G13	1.7X2X2.2	-7.48	1.000	-7.480
W13	12.677X3	41.031	22.400	919.094
	0.5X(12.832-12.677)X3	0.2325	22.900	5.324
W14	9.711X1.5	14.567	20.150	293.525
	0.5X(9.789-9.711)X1.5	0.0585	20.400	1.193
W15	6.734X1.7	11.448	18.550	212.360
	0.5X(7.211-6.734)X1.7	0.405	18.830	7.626
W16	4.346X1.5	6.519	16.950	110.497
	0.5X(4.424-4.346)X1.5	0.0585	17.200	1.006
W17	9.947X1.7	10.11	15.350	155.188
	0.5X(6.035-5.947)X1.7	0.075	15.630	1.172
W18	7.558X1.5	11.337	13.750	155.884
	0.5X(7.636-7.558)X1.5	0.0585	14.000	0.819
W19	9.515X3	28.545	11.500	328.268
	0.5X(9.67-9.515)X3	0.233	12.000	2.796
W20	5.056X8	40.448	6.000	242.688
	0.5X(5.471-5.056)X8	1.66	7.330	12.168
W21	5.056X0.5	2.528	1.750	4.424
	0.5X(6.154-5.056)X0.5	0.245	1.670	0.409
W22	6.077X1.5	9.116	0.750	6.837
	0.5X(6.154-6.077)X1.5	0.058	1.000	0.058
		-179.426	Mv =	-2874.872

Tabel IV.7

Perhitungan Stabilitas Selama Debit Rendah

		Sekitar S		
Nama	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (t.m)
=====				
W1	HORISONTAL			
W3	1/2X6.92X6.92X1	23.943	6.307	151.01
W3	6.92X7.0	48.440	0.500	24.22
W4	0.5X(12.832-6.92)X7	-20.692	0.670	-13.86
W4	9.789X2.5	24.473	1.750	42.83
W5	0.5X(12.677-9.789)X2.5	3.610	2.167	7.82
W5	7.211X2.5	-18.028	0.750	-13.52
W6	0.5X(9.711-7.211)X2.5	-3.125	0.330	-1.03
W6	4.424X2	-8.848	1.210	-10.71
W7	0.5X(6.734-4.424)X2	-2.310	1.543	-3.56
W7	4.346X2	8.692	1.210	10.52
W8	0.5X(6.035-4.346)X2	1.689	1.543	2.61
W8	5.947X2	11.894	1.000	11.89
W9	0.5X(7.636-5.947)X2	1.689	0.670	1.13
W9	7.558X2.5	-18.895	1.250	-23.62
W10	0.5X(9.67-7.558)X2.5	-2.640	1.667	-4.40
W10	5.47X3.5	-19.145	0.750	-14.36
W11	0.5X(9.515-5.47)X3.5	-7.079	1.267	-8.97
W11	5.056X1.3	6.573	0.650	4.27
W12	0.5X(6.154-5.056)X1.3	0.714	0.430	0.31
W12	0.3X5	-1.500	2.500	-3.75
EA	0.5X(6.077-0.3)X5	-14.443	1.667	-24.08
=====				
		15.012	Mh =	134.747
=====				

Resultante gaya :

$$R_v = - 179,426 \text{ ton } (\downarrow)$$

$$R_h = 15,012 \text{ ton } (\rightarrow)$$

$$M = - 2739,93 \text{ ton.m}$$

Titik tangkap gaya dihitung terhadap titik S

$$v = \frac{M_h}{R_h} = \frac{134,747}{15,012} = 8,976 \text{ m}$$

$$h = \frac{M_v}{R_v} = \frac{2874,672}{179,426} = 16,021 \text{ m}$$

Kontrol Kestabilan

1. Eksentrisitas (keamanan terhadap guling)

$$e = (L/2) - (M/R_v)$$

$$e = 23,9/2 - \frac{2739,925}{179,426} = 3,32 \text{ m}$$

$$1/6L = 1/6 \cdot 23,9 = 3,98$$

$$\text{Harga } e < 1/6L \dots\dots\dots(\text{OK})$$

2. Tekanan tanah dibawah bendung

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$= \frac{179,426}{23,9} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 3,32}{23,9} \right)$$

$$\sigma_1 = 7,507 (1 - 0,833)$$

$$= 1,25 \text{ t/m}^2 = 0,125 \text{ kg/cm}^2 \text{ (titik S)}$$

$$\sigma_2 = 7,507 (1 + 0,833)$$

$$= 13,76 \text{ t/m}^2 = 1,376 \text{ kg/cm}^2 \text{ (titik B)}$$

3. Kontrol terhadap gelincir

Tekanan tanah pasir

$$\begin{aligned} e_{p1} &= 0,5(\gamma_a - \gamma_v)g \cdot 0,5 \cdot h \cdot \text{tg}^2(45 + \phi/2) \\ &= 0,5(1,8 - 1)10 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot \text{tg}^2 60 \\ &= 0,5 \cdot 0,8 \cdot 10 \cdot 0,5 \cdot 5 \cdot 3 \\ &= 30 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{p1} &= 0,5(0,5 \cdot h \cdot e_{p1}) \\ &= 0,5(0,5 \cdot 5 \cdot 30) \\ &= 37,5 \text{ ton} \end{aligned}$$

Rumus :

$$S = f \frac{R_v}{R_h - (E_{p1} + E_{p2})}$$

$$e_{p2} = 0,5(1,8 - 1)10 \cdot 0,5 \cdot 7 \cdot \text{tg}^2 60 = 42$$

$$\begin{aligned} E_{p2} &= 0,5 \cdot 0,5 \cdot h \cdot e_{p2} \\ &= 0,5 \cdot 0,5 \cdot 7 \cdot 42 = 73,5 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$E_{p1} + E_{p2} = 37,5 + 73,5 = 111 \text{ ton}$$

Jadi :

$$S = 0,5 \frac{179,426}{15,0112 + 36}$$

$$S = 3,517 > 1,5 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4. Keamanan terhadap gempa

Koefisien gempa $E = 0,142$

Rumus : $H_e = E \cdot G$

$$= 0,142 \cdot 334,096 = 47,492 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen akibat gempa } M_e &= H_e \times 1,68 \\ &= 47,492 \cdot 1,68 = 79,703 \text{ tm.}\end{aligned}$$

$$\text{Tambahan momen } M = 2739,925 + 79,703 = 2819,628 \text{ tm.}$$

- . Keamanan terhadap guling

$$\begin{aligned}e &= L/2 - M/R_v \\ &= 23,9/2 - 2819,628/179,426 \\ &= 11,92 - 15,72 = - 3,77 > 1/6L \dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

- . Tekanan tanah

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right) \\ &= \frac{179,426}{23,9} \left(1 \pm \frac{6 \cdot -3,77}{23,9} \right)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= 7,507 (1 - 0,946) = 0,405 \text{ t/m}^2 \\ &= 0,045 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= 7,507 (1 + 0,946) = 14,608 \text{ t/m}^2 \\ &= 1,4608 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

- . Keamanan terhadap gelincir

$$\begin{aligned}S &= f \frac{R_v}{R_h + H_e - (E_{p1} + E_{p2})} \\ &= 0,75 \frac{179,426}{15,012 + 47,442 - 111} \\ &= 0,75 \cdot 3,696 \\ &= 2,77 > 1,5 \dots\dots(\text{OK})\end{aligned}$$

4.3.2 Perhitungan stabilitas selama debit banjir

Selama terjadi debit banjir rencana, muka air di hulu pelimpah + 4,48 dan muka air dihilir - 1,815

Gaya-gaya yang bekerja pada bendung adalah :

- . Tekanan air (W)
- . Tekanan tanah aktif dan tekanan lumpur (Ea)
- . Beban mati bendung (G)
- . Tekanan tanah pasif (Ep)

Diagram tekanan dan gaya-gaya yang bekerja pada tubuh bendung seperti yang terlihat pada gambar. Tekanan tanah pasif diperhitungkan seperti dalam keadaan debit rendah.

Tebal perencanaan air :

Tebal perencanaan air dihitung dengan rumus :

$$B = \frac{q}{v} \text{ (m)}$$

dimana : B = tebal perencanaan air

q = debit persatuan lebar ($\text{m}^3/\text{dt}/\text{m}$)

v = kecepatan air (m/dt)

$$H = 4,48 - (1,815) = 6,295 \text{ m}$$

$$Z = 3,71 - (-2,210) = 5,92 \text{ m}$$

$$g = 10 \text{ m}/\text{dt}^2$$

$$q = Q/B = \frac{562}{35} = 16,057 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$V = (2 \cdot g(H + Z))^{1/2}$$

$$= (2 \cdot 10(6,295 + 5,92))^{1/2} = 244,3 \text{ m}/\text{dt}$$

$$B = q/v = 16,057/15,63 = 1,027 \text{ m}$$

Angka rembesan menurut Lane

$$\begin{aligned}\text{Panjang rembesan} \cdot L_w &= L_v + 1/3 \cdot L_h \\ &= 30,3 + 1/3 \cdot 23,4 = 38,1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$H_w = 4,48 - (-1,815) = 6,295$$

$$\begin{aligned}\text{Angka rembesan} = C_w &= \frac{L_v + 1/3 \cdot L_h}{H_w} \\ &= \frac{38,10}{6,295} = 6,05 \approx 6 \quad \text{.....(OK)}\end{aligned}$$

Perhitungan jalur rembesan tekanan air menurut Lane
seperti tabel berikut :

Tabel IV.3

Perhitungan jalur rembesan Bn tekanan air menurut Lane (Kondisi Banjir)

Titik	Garis	Panjang rembesan (m)				H =			P =	
		V	H	H3	Lw	Lw/Cu	H	H - H	H - H	H - H
						(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)	(t/m ²)
A					8.20	0.00	7.69	7.69		
B	A-B	7.00			7.00	1.17	14.69	13.52		
C	B-C		3.00	1.00	8.00	1.33	14.69	13.36		
D	C-D	2.50			10.50	1.75	12.19	10.44		
E	D-E		1.50	0.50	11.00	1.83	12.19	10.36		
F	E-F	2.50			13.50	2.25	9.69	7.44		
G	F-G		1.70	0.57	14.07	2.35	9.69	7.34		
H	G-H	2.00			16.07	2.68	7.69	5.01		
I	H-I		1.50	0.50	16.57	2.76	7.69	4.93		
J	I-J	2.00			18.57	3.10	9.69	6.59		
K	J-K		1.70	0.57	19.14	3.19	9.69	6.50		
L	K-L	2.00			21.14	3.52	11.69	8.17		
M	L-M		1.50	0.50	21.64	3.61	11.69	8.08		
N	M-N	2.50			24.14	4.02	14.19	10.17		
O	N-O		3.00	1.00	25.14	4.19	14.19	10.00		
P	O-P	3.50			28.64	4.77	10.69	5.92		
Q	P-Q		0.00	2.67	31.31	5.22	10.69	5.47		
R	Q-R	1.30			32.61	5.43	11.99	6.56		
S	R-S		1.50	0.50	33.11	5.52	11.99	6.47		
T	S-T	5.00			38.11	6.35	6.99	0.64		
		30.30	23.40	7.80						

Asumsi : -. Berat jenis pasangan = $2,2 \text{ t/m}^3$

-. Berat jenis tanah = $1,8 \text{ t/m}^3$

-. Berat jenis air = $1,0 \text{ t/m}^3$

Tabel IV.9

Perhitungan Stabilitas Selama Debit Banjir

		Sekitar S		
Nama	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (t.m)
	HORISONTAL			
W1	1/2X6.92X6.92X1	47.886	6.307	302.02
W2	0.5x0.77x6.92	5.328	7.460	39.75
W11	7.69x7	53.830	0.500	26.91
	0.5X(13.520-7.690)X7.0	-20.405	0.667	-13.61
W22	5.01x2	-10.020	3.000	-30.06
	0.5X(7.340-5.010)X2.0	-2.330	2.667	-6.21
W23	7.34x2.5	-18.350	0.750	-13.76
	0.5X(10.36-7.340)X2.5	-3.775	0.330	-1.25
W24	10.44x2.5	26.100	1.750	45.68
	0.5X(13.360-10.44)X2.5	3.650	1.333	4.87
W25	5.92X3.5	20.720	1.000	20.72
	0.5X(10-5.92)X3.5	7.140	0.670	4.78
W26	4.93X2	9.860	1.250	12.32
	0.5X(6.59-4.93)X2.0	1.660	1.667	2.77
W27	6.5X2	13.000	0.750	9.75
	0.5X(8.17-6.5)X2.0	1.670	1.267	2.12
W28	8.08X2.5	-20.200	0.650	-13.13
	0.5X(10.17-8.08)X2.5	-2.615	0.430	-1.12
W29	5.47X1.3	7.111	2.500	17.78
	0.5x(6.56-5.47)X1.3	0.709	1.667	1.18
W30	0.64x5	-3.250	2.500	-8.13
	0.5x(6.47-0.64)X5	-14.575	1.667	-24.30
		103.144	Mh =	379.077

Tabel IV.10

Perhitungan Stabilitas Selama Debit Banjir

		Sekitar S		
Nama	Luas x Tekanan	Gaya (ton)	Lengan (m)	Momen (t.m)
VERTIKAL				
W3	0.5X6.92X6.92X1	-23.943	21.593	-517.001
W4	0.77X6.92	-5.525	20.440	-112.927
W5	0.77x1.6	-1.232	16.180	-19.934
W6	0.5X0.77X2.315	-2.656	14.608	-38.799
W7	2.295x2.315	-5.313	13.065	-69.414
W8	0.5x2.315x2.315	-2.680	10.770	-28.864
W9	8x1.395	-11.160	6.000	-66.960
W10	0.395x2	-0.790	1.000	-0.790
G1	0.5X6.92X6.92X2.2	-52.675	20.506	-1080.154
G2	1.5X6.92X2.2	-22.836	16.950	-387.070
G3	0.5X6.92X6.92X2.2	-52.675	13.893	-731.814
G4	7X3X2.2	-46.2	22.400	-1034.880
G5	4.5X1.5X2.2	-14.85	20.150	-299.227
G6	2X1.7X2.2	-7.48	18.550	-138.754
G7	2X1.7X2.2	-7.48	15.350	-114.818
G8	4X1.5X2.2	-13.2	13.750	-181.500
G9	6.5X3X2.2	-42.9	11.500	-493.350
G10	0.5X8X0.3X2.2	-2.64	7.330	-19.351
G11	8X2.7X2.2	-47.52	6.000	-285.120
G12	2X3.7X2.2	-16.28	1.000	-16.280
G13	1.7X2X2.2	-7.48	1.000	-7.480
W12	13.42X3	40.260	22.400	901.824
	0.5X(13.42-13.24)X3	0.270	22.900	6.183
W13	10.14X1.5	15.285	20.150	307.993
	0.5X(10.28-10.19)X1.5	0.068	20.400	1.377
W14	7.13X1.7	12.121	18.550	224.845
	0.5X(7.24-7.130)X1.7	0.093	18.830	1.761
W15	4.68X1.5	7.020	16.950	118.989
	0.5X(4.77-4.68)X1.5	0.090	17.200	1.548
W16	6.21X1.7	10.557	15.350	162.050
	0.5X(6.31-6.21)X1.7	0.085	15.630	1.329
W17	7.76X1.5	11.690	13.750	160.737
	0.5X(7.85-7.76)X1.5	0.090	14.000	1.260
W18	9.62X3	28.860	11.500	331.890
	0.5X(9.8-9.62)X3	0.270	12.000	3.240
W19	5X8	40.000	8.000	240.000
	0.5X(5.48-5)8	1.920	7.330	14.074
W20	5X0.5	2.500	1.750	4.375
	0.5X(6.06-5)X0.5	0.265	1.670	0.443
W21	5.97X1.5	8.955	0.750	6.716
	0.5X(6.06-5.97)X1.5	0.068	1.000	0.068
		-207.048	Mv =	-3153.787

Resultante gaya :

$$R_v = - 207,048 \text{ ton}$$

$$R_h = 103,144 \text{ ton}$$

$$M = 2774,71 \text{ ton.m}$$

Letak titik tangkap :

$$v = \frac{Mh}{R_h} = \frac{2774,71}{103,144} = 3,675 \text{ m}$$

$$h = \frac{Mv}{R_v} = \frac{2774,71}{207,048} = 15,232 \text{ m}$$

Kontrol Kestabilan

1. Eksentrisitas (keamanan terhadap guling)

$$e = (L/2) - (M/R_v)$$

$$e = 23,4/2 - \frac{2774,71}{207,048} = 1,7$$

$$1/6L = 3,9$$

$$\text{Harga } e < 1/6L \dots\dots\dots(\text{OK})$$

2. Tekanan tanah dibawah bendung

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$= \frac{207,048}{23,4} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 1,7}{23,4} \right)$$

$$\sigma_1 = 8,848 (1 - 0,436)$$

$$= 8,848 \cdot 0,564 = 4,99 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,499 \text{ kg/cm}^2 \text{ (di titik S)}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= 8,848 (1+0,436) \\ &= 8,848 \cdot 1,436 = 12,706 \text{ t/m}^2 \\ &= 1,271 \text{ kg/cm}^2 \text{ (di titik B)}\end{aligned}$$

3. Kontrol terhadap gelincir

Tekanan tanah pasir

$$\begin{aligned}E_{p1} &= 0,5(0,5 \cdot h \cdot e_{p1}) \\ &= 0,5(0,5 \cdot 5 \cdot 30) \\ &= 37,5 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$E_{p2} = 73,5 \text{ ton}$$

Rumus :

$$S = f \frac{R_v}{R_h - (E_{p1} + E_{p2})}$$

$$S = 0,75 \frac{207,048}{103,144 - (37,5 + 73,5)}$$

$$S = 4,372 > 1,5 \dots\dots\dots(\text{OK})$$

4.4. Data Pengamatan Sedimen

Pengamatan sedimen daerah pengaliran Kali Kemuning dilakukan oleh *Laboratorium Teknik Sipil Hidroteknik ITS Surabaya*. Data pengamatan sedimen dapat dilihat pada tabel IV.11.

Tabel IV.11 Data Pengamatan Sedimen Kali Kemuning.

Tanggal	Q_w (m ³ /dt)	c (mg/l)	Tanggal	Q_w (m ³ /dt)	c (mg/l)
21-02-85	3,801	739,67	29-06-90	0,846	164,63
8-11-85	0,389	75,70	29-08-90	0,157	30,55
21-12-85	2,107	410,02	10-10-90	0,121	23,55
24-09-86	0,182	35,42	08-11-90	0,124	24,13
24-11-88	1,313	255,51	20-12-90	5,130	998,30
22-08-89	0,182	35,42	08-03-91	1,651	321,28
10-11-89	1,532	298,13	25-07-91	0,183	35,61
28-12-89	9,602	1868,55	22-08-91	0,252	49,04

4.5. Analisa Angkutan Sedimen

Untuk menentukan jumlah angkutan sedimen pada sungai dilakukan analisa terhadap muatan layang dan muatan dasar.

4.5.1. Analisa muatan layang (Suspended Load)

Dalam menganalisa muatan melayang didasarkan pada anggapan bahwa partikel-partikel yang melayang diangkut langsung bersama aliran dengan kecepatan yang sama dengan kecepatan aliran. Oleh karena itu debit sedimen (Q_s) dapat dinyatakan sebagai hasil perkalian antara debit aliran (Q_w) dengan kadar suspensi (c), atau secara matematis :¹⁵

$$Q_s = k \times c \times Q_w \quad (1)$$

dimana : Q_s = debit sedimen (ton/hari)

Q_w = debit aliran sungai (m^3/dt)

c = konsentrasi sedimen (mg/l)

k = 0,0864 (konstanta pengubah satuan)

Jumlah suspended load sungai diperkirakan dengan memakai persamaan (1) diatas dan hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel berikut :

¹⁵ Bambang Soejadi, Sedimen Transport, FTSP - ITS, p.32

Tabel IV.12 Perhitungan Suspended Load (ton/bulan)

Tanggal	Qw (m ³ /dt)	c (mg/l)	Qs (ton/hr)	Qs (ton/bln)
Kali Kemuning				
21-02-85	3.801	739.67	242.91	7287.42
08-11-85	0.389	75.70	2.54	76.33
21-12-85	2.107	410.02	74.64	2239.27
24-09-86	0.182	35.42	0.56	16.71
24-11-88	1.313	255.51	28.99	869.58
22-08-89	0.182	35.42	0.56	16.71
10-11-89	1.532	298.13	39.46	1183.85
28-12-89	9.602	1868.55	1550.17	46505.17
29-06-90	0.846	164.63	12.03	361.01
29-08-90	0.157	30.55	0.41	12.43
10-10-90	0.121	23.55	0.25	7.38
08-11-90	0.124	24.13	0.26	7.76
20-12-90	5.130	998.30	442.48	13274.33
08-03-91	1.651	321.28	45.83	1374.90
25-07-91	0.183	35.61	0.56	16.83
22-08-91	0.252	49.04	1.07	32.03

Untuk membuat korelasi antara debit sedimen dengan debit aliran sungai, lebih dahulu harus dihitung besarnya debit sedimen untuk tiap-tiap kadar suspensi (didapat dari analisis laboratorium) dengan satuan ton/hari.

Persamaan korelasi yang dimaksud dihitung dengan metode statistik (analisa garis regresi). Dalam hal ini dipilih analisa Power Regresion karena dianggap memiliki bentuk yang paling sederhana, yaitu :

$$Y = a.X^b \quad (2)$$

untuk $\ln Q_w = X$ dan $\ln Q_s = Y$

$$b = \frac{m.\Sigma XY - \Sigma X.\Sigma Y}{m.\Sigma X^2 - (\Sigma X)^2} \quad (3)$$

$$a = (\Sigma Y - b.\Sigma X)/m \quad (4)$$

Sedangkan tingkat korelasi yang dinyatakan sebagai koefisien korelasi dirumuskan sebagai berikut :

$$r = \frac{m.\Sigma XY - \Sigma X.\Sigma Y}{[(m.\Sigma X^2 - (\Sigma X)^2)(m.\Sigma Y^2 - (\Sigma Y)^2)]^{1/2}} \quad (5)$$

dimana : a, b = konstanta yang dicari

m = banyak data

r = koefisien korelasi

Untuk menguji korelasi tersebut diatas, ditetapkan test hipotesa distribusi t dengan ketentuan sebagai berikut:

•> Hipotesa H_0 yang berarti :

tidak ada korelasi, $r = 0$

$t = t(\alpha, v)$ dimana $v = m-2$ (lihat tabel IV.13)

α = selang kepercayaan = diambil 5%

•> Hipotesa H_1 yang berarti :

ada korelasi, $r > 0$.

$$t = \frac{r(m-2)^{1/2}}{(1+r^2)^{1/2}} \quad (6)$$

Jika $t' > t$ maka H_0 ditolak atau H_1 diterima (ada korelasi)

Jika $t' < t$ maka H_0 diterima atau H_1 ditolak (tidak ada korelasi).

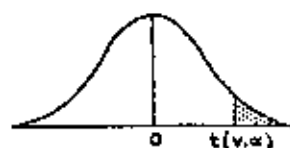
Kualitas korelasi dibedakan menjadi 3 katagori, yaitu :

- Korelasi lemah jika $r = 0,00 - 0,33$
- Korelasi sedang jika $r = 0,33 - 0,66$
- Korelasi kuat jika $r = 0,66 - 0,99$

Dengan bantuan metoda statistik tersebut maka perhitungan korelasi Q_w dan Q_s dapat diikuti pada tabel IV.14.

Tabel IV.13 DISTRIBUSI t

Angka-angka dalam tabel menunjukkan luas atau probabilitas $P[t > t(v, \alpha)] = \alpha$ dimana t berdistribusi t dengan derajat bebas v .



α v	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	3.078	6.314	12.706	31.821	63.657
2	1.886	2.920	4.303	6.965	9.925
3	1.638	2.353	3.182	4.541	5.841
4	1.533	2.132	2.776	3.747	4.604
5	1.476	2.015	2.571	3.363	4.032
6	1.440	1.943	2.447	3.143	3.707
7	1.415	1.895	2.365	2.998	3.499
8	1.397	1.860	2.306	2.896	3.355
9	1.383	1.833	2.262	2.821	3.250
10	1.372	1.812	2.228	2.764	3.169
11	1.363	1.796	2.201	2.718	3.106
12	1.356	1.782	2.179	2.681	3.055
13	1.350	1.771	2.160	2.650	3.012
14	1.345	1.761	2.145	2.624	2.977
15	1.341	1.753	2.131	2.602	2.947
16	1.337	1.746	2.120	2.583	2.921
17	1.333	1.740	2.110	2.567	2.898
18	1.330	1.734	2.101	2.552	2.878
19	1.328	1.729	2.093	2.539	2.861
20	1.325	1.725	2.086	2.528	2.845
21	1.323	1.721	2.080	2.518	2.831
22	1.321	1.717	2.074	2.508	2.819
23	1.319	1.714	2.069	2.500	2.807
24	1.318	1.711	2.064	2.492	2.797
25	1.316	1.708	2.060	2.485	2.787
26	1.315	1.706	2.056	2.479	2.779
27	1.314	1.703	2.052	2.473	2.771
28	1.313	1.701	2.048	2.467	2.763
29	1.311	1.699	2.045	2.462	2.756
30	1.310	1.697	2.042	2.457	2.750
40	1.303	1.684	2.021	2.423	2.704
60	1.296	1.671	2.000	2.390	2.660
120	1.289	1.658	1.980	2.358	2.617
	1.282	1.645	1.960	2.326	2.576

TUGAS AKHIR BAB IV PERHITUNGAN DIMENSI & STABILITAS - 110

Tabel IV.14 Perhitungan analisa persamaan suspended load Kali Kemuning

Tanggal	Qw (m ³ /dt)	c (mg/l)	Qs (ton/hr)	Qs (ton/bin)	Ln Qw X	Ln Qs Y	XY	X ²	Y ²
21-02-85	3.801	739.67	242.91	7287.42	1.335	8.894	11.88	1.78	79.10
08-11-85	0.389	75.70	2.54	76.33	-0.944	4.335	-4.09	0.89	18.79
21-12-85	2.107	410.02	74.64	2239.27	0.745	7.714	5.75	0.56	59.50
24-09-86	0.182	35.42	0.56	16.71	-1.784	2.816	-4.80	2.90	7.93
24-11-88	1.313	255.51	28.99	869.58	0.272	6.768	1.84	0.07	45.81
22-08-89	0.182	35.42	0.56	16.71	-1.784	2.816	-4.80	2.90	7.93
18-11-89	1.532	298.13	39.46	1183.85	0.427	7.077	3.02	0.18	50.08
28-12-89	9.602	1868.55	1550.17	46505.17	2.262	10.747	24.31	5.12	115.50
29-06-90	0.846	164.63	12.03	361.01	-0.167	5.089	-0.98	0.03	34.68
29-08-90	0.157	30.55	0.41	12.43	-1.852	2.520	-4.67	3.43	6.35
10-10-90	0.121	23.55	0.25	7.38	-2.112	1.999	-4.22	4.46	4.00
08-11-90	0.124	24.13	0.26	7.76	-2.087	2.048	-4.28	4.36	4.20
20-12-90	5.130	998.30	442.48	13274.33	1.635	9.494	15.52	2.67	90.13
08-03-91	1.651	321.28	45.83	1374.98	0.501	7.226	3.62	0.25	52.22
25-07-91	0.183	35.61	0.56	16.89	-1.698	2.827	-4.80	2.80	7.99
22-08-91	0.252	49.84	1.07	32.83	-1.378	3.467	-4.78	1.90	12.02
					-6.469	86.637	28.525	34.391	596.224

$b = 2.000$
 $a = 6.223$
 $r = 1.000$
 $t' = 2.646$
 $t = 1.761$

Dari tabel IV.14 didapat :

Tabel IV.15. Analisa Statistik Suspended Load

Perhitungan	K.Kemuning
ΣX	-6,469
ΣY	86,637
ΣXY	28,525
ΣX^2	34,391
ΣY^2	596,224

Dengan memasukkan pada persamaan (3), (4), (5) dan (6), maka diperoleh hasil analisa suspended load untuk masing-masing sungai seperti diperlihatkan pada tabel IV.16 berikut ini :

Tabel IV.16. Hasil Analisa Suspended Load

Sungai	b	a	r	α	t	t'	t' > t
K.Kemuning	2,0	6,22	1,0	0,050	1,761	2,646	OK

Dari tabel IV.16 didapatkan suatu perumusan yang merupakan hasil pendekatan untuk menentukan jumlah suspended load yang terjadi.

$$\text{Kali Kemuning } Q_s = 6,223 \cdot Q_w^{2,0} \quad (7)$$

Untuk mendapatkan pendekatan jumlah angkutan muatan layang rata-rata bulanan yang terjadi di Kali Kemuning yaitu dengan cara memasukkan debit rata-rata bulanan ke dalam persamaan diatas. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel IV.17.

Tabel IV.17 Perhitungan Qsb rata-rata bulanan Kali Kemuning

Bulan	Qw (m ³ /dt)	Qs (ton/bln)
Jan	43.890	11987.56
Peb	40.680	10298.21
Mar	39.000	9465.18
Apr	45.170	12696.97
Mei	40.750	10333.68
Jun	30.100	5638.10
Jul	14.950	1390.86
Agt	15.280	1452.94
Sep	18.810	2201.80
Okt	34.570	7437.01
Nop	39.510	9714.35
Des	41.480	10707.23
Rata-rata tahunan =		93323.89

4.5.2 Analisa Muatan Dasar (Bed Load)

Berdasarkan data hasil pengamatan Laboratorium Hidroteknik Jurusan Teknik Sipil ITS, muatan dasar yang ada pada Kali Kemuning yang diperkirakan akan melewati Short Cut Kali Kemuning $D_m = 0,2$ mm. Perhitungannya dilakukan sebagai berikut :

Untuk Ketinggian Normal

$$V_{sal} = 1,28 \text{ m/dt}$$

$$D_m = 0,2 \text{ mm}$$

Cara Engelund & Hansen

$$C = \frac{\bar{U}}{\sqrt{RI}} = \frac{1,28}{\sqrt{6,92 \cdot 0,00032}} = 27,2$$

$$f = \frac{2g}{C^2} = \frac{2 \cdot 9,8}{(27,2)^2} = 4,07 \cdot 10^{-3} = 0,0265$$

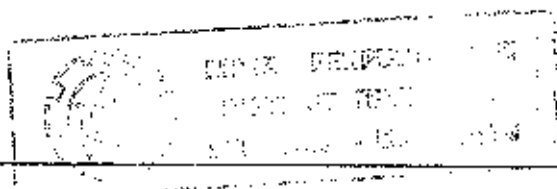
$$\psi = \frac{U^{*2}}{\Delta \cdot g \cdot d} = \frac{g \cdot h \cdot I}{\Delta \cdot g \cdot D} = \frac{h \cdot I}{\Delta \cdot D_m} = \frac{6,92 \cdot 0,00032}{1,65 \cdot 2 \cdot 10^{-3}} = 0,671$$

$$\phi = \frac{0,1}{f} (\psi)^{2,5} = \frac{0,1}{0,0265} (0,746)^{2,5} = 1,392$$

$$\begin{aligned} V &= [\phi \cdot (D)^{3/2} \cdot (\Delta \cdot g)^{1/2}] \\ &= 1,392 \cdot (2 \cdot 10^{-3})^{3/2} \cdot (1,65 \cdot 9,8)^{1/2} \\ &= 5,0065 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk Perhari} = 5,0065 \cdot 10^{-4} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 = 43,256 \text{ m}^3/\text{hari}$$

$$\text{Untuk Pertahun} = 15788,44 \text{ m}^3/\text{tahun}$$



$$\gamma = 2,72 \text{ t/m}^3$$

$$\text{dalam 1 tahun} = 15788,44 \times 2,72 = 42944,56 \text{ ton/tahun}$$

$$Q \text{ bed load} = 42944,56 \text{ ton tahun}$$

4.5.3 Jumlah Angkutan Sedimen Sungai

Jumlah angkutan sedimen sungai dapat diperkirakan dengan cara menjumlahkan Suspended Load dan Bed Load. Hasil perhitungan angkutan sedimen Kali Kemuning adalah sebagai berikut :

$$Q \text{ suspended} = 93323,89 \text{ ton/th}$$

$$Q \text{ bed load} = 42944,56 \text{ ton/th}$$

$$Q \text{ t o t a l} = 136268,45 \text{ ton/th}$$

Untuk selanjutnya jumlah angkutan sedimen tersebut akan melewati Short Cut yang direncanakan.

Jumlah angkutan sedimen pada Short Cut Kali Kemuning yang terdiri dari Suspended Load dan Bed Load, sebagian akan mengalami pengendapan (Bed Load) dan yang lainnya terangkut bersama aliran (Suspended Load) sampai pada muara laut.

Bed Load yang mengendap akan berpengaruh langsung pada saluran dan selanjutnya akan mempengaruhi umur rencana saluran.

Jumlah Bed Load yang akan melewati Short Cut adalah $Q \text{ Bed Load} = 15788,44 \text{ m}^3/\text{th}$.

Dengan bentuk saluran trapesium $b = 35 \text{ m}$ dan kemiringan talud 1:1 maka : $A = bh + h^2 = 35h + h^2$

Diasumsikan Bed Load yang masuk Short Cut Kali Kemuning akan tersebar merata sepanjang Short Cut dengan $L = 5,3 \text{ km}$, maka :

$$A = \frac{15788,44}{5300} = 2,979 \text{ m}^2$$

$$2,979 = 35 h + h^2$$

$$h = 0,085 \text{ m} = 8,5 \text{ cm/th.}$$

Dengan ketinggian 8,5 cm/th tersebut untuk selanjutnya perlu diperhatikan suatu pemeliharaan untuk menjaga Elevasi Dasar Saluran.

4.6 KONTROL KECEPATAN

Kecepatan pada Short Cut diusahakan memenuhi syarat terhadap kecepatan minimum dan kecepatan maximum, kecepatan aliran pada Short Cut harus melebihi kecepatan minimum yang diijinkan dan kurang dari kecepatan maximum yang diijinkan.

Lebih dari kecepatan minimum yang diijinkan untuk menghindari pengendapan dan kurang dari kecepatan maximum yang diijinkan untuk menghindari adanya gerusan atau erosi baik pada dasar saluran maupun pada taludnya.

Dari kondisi bahan yang digunakan dan saluran tersebut dalam kategori baru, maka (Open Channel Hidraulik hal 157) maka didapat $V_{min} = 0,76 \text{ m/dt}$. Sedangkan untuk menentukan V_{cr} dengan teori Kennedy yang berdasarkan pada debit dan tingkat dari silt yang ada dan percobaannya. Adapun

Perumusannya adalah :

$$V_{cr} = 0,546.m.h^{0,64}$$

dimana : m = rasio kecepatan kritis

= 1,2 (pasir, silt dan tanah liat), maka :

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0,546.1,2.6,92^{0,64} \\ &= 2,260 \text{ m/dt} \end{aligned}$$

Dengan melihat pada grafik hubungan antara h dan V dari hasil perhitungan penentuan lebar dasar Short Cut, seperti tabel IV.21 maka didapat : $V_{sal} = 2,15 \text{ m/dt}$ pada $h = 6,92$

$$V_{min} < V_{sal} < V_{max} \dots\dots\dots \text{OK}$$

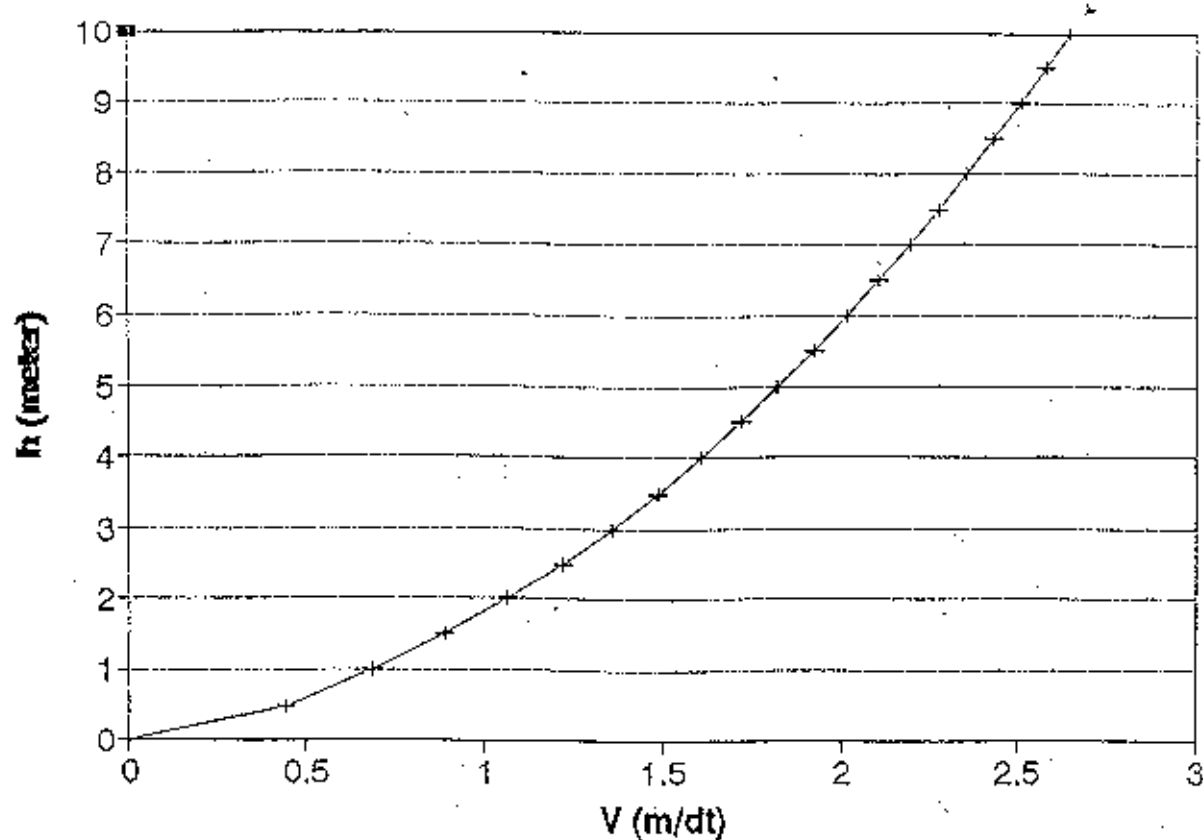
Tabel IV. 18

PERHITUNGAN h & V

$$B = 35\text{m} \quad n = 0.025 \quad i = 0.00032 \quad z = 1$$

h (m)	A (M ²)	P (m)	R (m)	V (m ³ /dt)
0.00	0.00	35.000	0.000	0.000
0.50	17.75	36.414	0.487	0.443
1.00	36.00	37.828	0.952	0.692
1.50	54.75	39.242	1.395	0.893
2.00	74.00	40.656	1.820	1.067
2.50	93.75	42.070	2.228	1.221
3.00	114.00	43.484	2.622	1.361
3.50	134.75	44.898	3.001	1.489
4.00	156.00	46.312	3.368	1.608
4.50	177.75	47.726	3.724	1.720
5.00	200.00	49.140	4.070	1.825
5.50	222.75	50.554	4.406	1.924
6.00	246.00	51.968	4.734	2.018
6.50	269.75	53.382	5.053	2.108
7.00	294.00	54.796	5.365	2.194
7.50	318.75	56.210	5.671	2.277
8.00	344.00	57.624	5.970	2.358
8.50	369.75	59.038	6.263	2.433
9.00	396.00	60.452	6.551	2.507
9.50	422.75	61.866	6.833	2.578
10.00	450.00	63.280	7.111	2.648

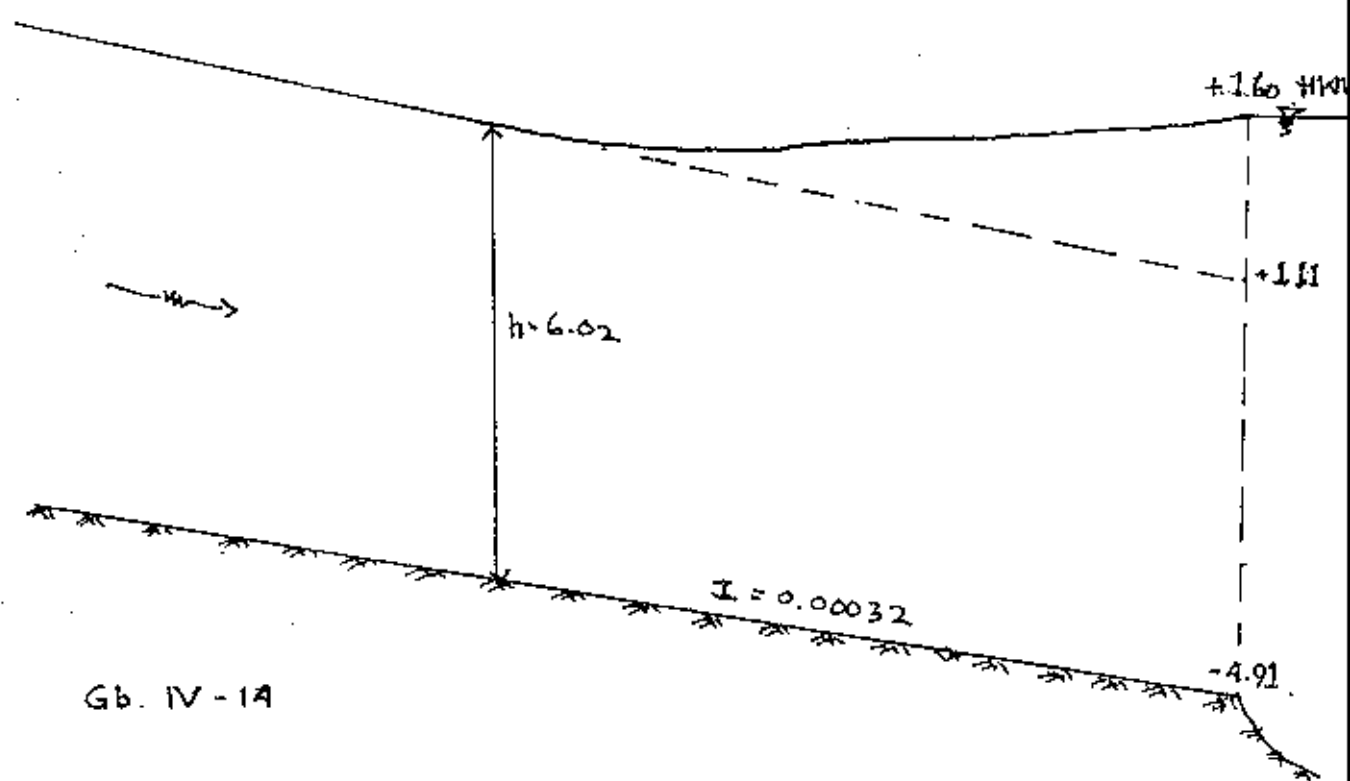
GRAFIK HUBUNGAN h & V



Gambar IV.13

4.7 PENGARUH PASANG AIR LAUT PADA MUARA SHORT CUT

Pada debit rencana $Q_{10}(396 \text{ m}^3/\text{dt})$ didapat $h = 6,02 \text{ m}$, maka elevasi muka air Short Cut pada pertemuan antara Short Cut dengan laut adalah $+1,11$, sedangkan elevasi muka air laut tertinggi dihitung terhadap MSL (Mean Sea Level) adalah $+1,60$, maka akan terjadi Back Water seperti gambar berikut :



Gb. IV - 14

PERHITUNGAN AIR BALIK

Dari hasil perhitungan sebelumnya bisa diketahui bahwa muka air laut maksimum lebih tinggi dari muka air saluran bagian hilir yang telah direncanakan. Untuk itu perhitungan air balik (Back Water) diperlukan. Perhitungan air balik ini digunakan Metode Tahapan Langsung, dengan anggapan bahwa aliran yang terjadi adalah aliran tetap yang kedalamannya berubah-ubah secara lambat laun, dengan selisih elevasi antara HWL dengan muka air saluran Short Cut 0,49 m.

Metode Tahapan Langsung

Perumusan yang digunakan adalah :

$$S_o \cdot x + y_1 + \alpha_1 \cdot V_1^2 / 2g = y_2 + \alpha_2 \cdot V_2^2 / 2g + S_f \cdot x$$

$$x = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_f} = \frac{\Delta E}{S_o - S_f}$$

Jika dianggap :

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \alpha = 1 ; \text{ maka : } E = y + \alpha \cdot V^2 / 2g$$

dimana :

E = Energi Spesifik

y = Kedalaman Air

α = Koefisien Energi

S_o = Kemiringan dasar saluran

S_f = Kemiringan geser

\bar{S}_f = Kemiringan geser rata-rata

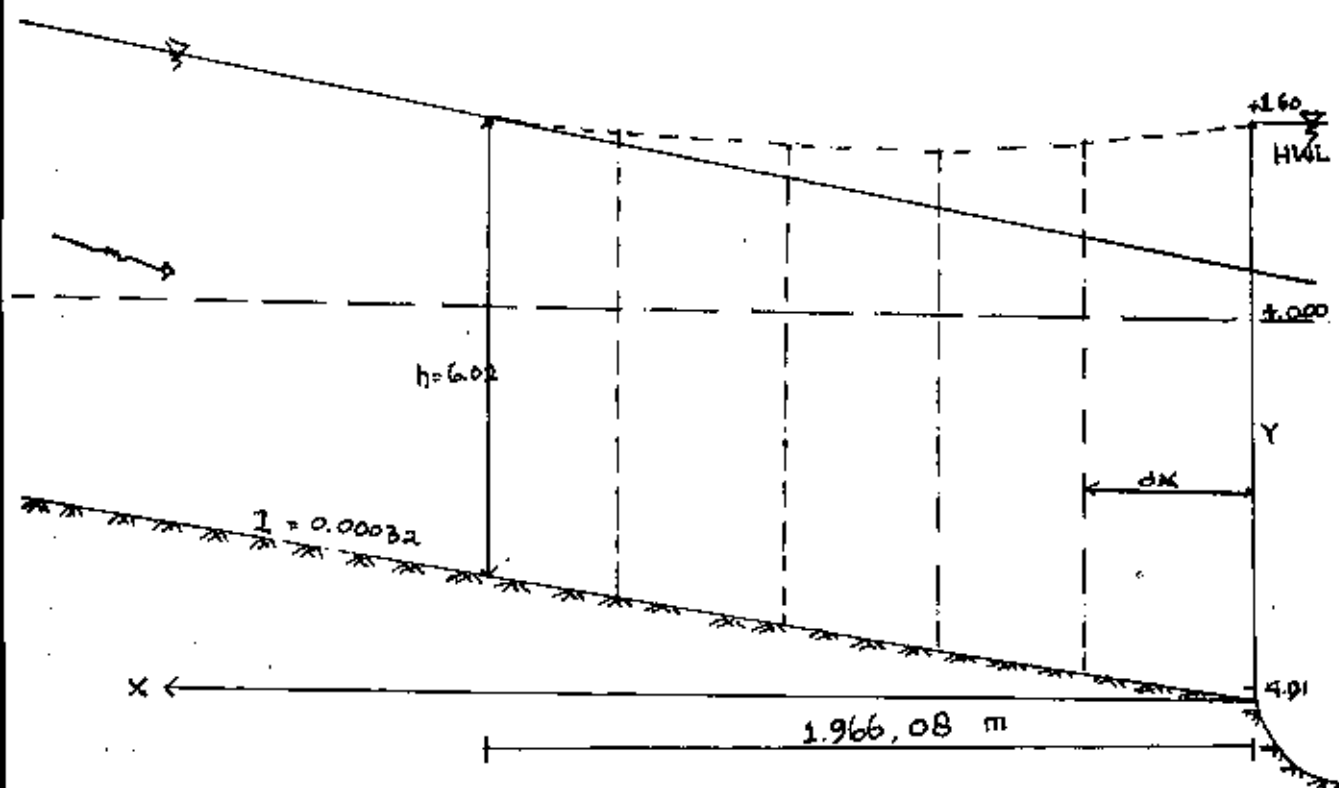
$$S_f = \frac{n^2 \cdot V^2}{2,2R^{4/3}}$$

Hasil perhitungan pada Tabel IV-19 dan Tabel IV-20.

TUGAS AKHIR BAB IV PERHITUNGAN DIMENSI & STABILITAS - 118b

Tabel IV-19
Tabel Back water Shot Cut

Y	b	A	R	$R^{4/3}$	V	$V^2/2g$	L	dL	S_L	T	$(1.48 Q S_f)$	dX	X
(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ⁴ /3)	(m ³ /det)	(m)	(m)	(m)				(m)	(m)
6,51	35	270,230	5,064	8,697	1,465	0,109	6,6193	0,2000	0,00000	2,00007	0,0002535	0,00	0,00
6,41	35	265,438	5,001	8,552	1,497	0,113	6,5233	0,2000	0,00000	0,00007	0,0002467	389,16	389,16
6,31	35	260,666	4,932	8,407	1,519	0,118	6,4275	0,2000	0,00000	0,00008	0,0002427	394,75	783,91
6,21	35	255,914	4,873	8,262	1,547	0,122	6,3319	0,2000	0,00000	0,00009	0,0002384	400,97	1.184,89
6,11	35	251,182	4,809	8,117	1,577	0,127	6,2366	0,2000	0,00000	0,00009	0,0002338	407,92	1.592,78
6,02	35	246,948	4,751	7,987	1,604	0,131	6,1507	0,2000	0,00000	0,00009	0,0002293	373,30	1.966,08



TUGAS AKHIR BAB IV PERHITUNGAN DIMENSI & STABILITAS - 118c

Dalam kondisi debit normal pada saluran Short Cut selisih elevasi antara HWL dengan muka air saluran Short Cut 5,31 m. Hasil perhitungan tercantum pada tabel IV-20.

Bila diamati hasil perhitungan tersebut, maka agar Back Water tidak terlalu menyebabkan gangguan pada aliran air Short Cut perlu dibuatkan pintu otomatis di muara saluran Short Cut.

Tabel IV-20

Tabel Back Water Short Cut Rumus Debit Agrail

Y	b	A	B	$B^2/4/3$	V	$V^2/2g$	E	df	Ec	Sf	$ E_c - S_f $	dx	X
(m)	(m)	(m ²)	(m)	(m ³)	(m/sec)	(m)	(m)	(m)				(m)	(m)
6,51	35	270,230	5,054	2,697	0,125	0,001	6,1133	0,3000	0,00032	0,00000	0,0003195	0,00	0,00
5,51	35	223,210	4,417	2,245	0,151	0,001	6,1947	0,3161	0,00032	0,00000	0,0003191	990,55	990,55
4,51	35	170,190	3,734	1,593	0,189	0,002	5,8947	0,2000	0,00032	0,00000	0,0003192	942,82	1.933,37
3,51	35	133,170	3,011	1,347	0,249	0,003	5,5537	0,3413	0,00032	0,00000	0,0003199	1.079,15	3.012,52
2,51	35	94,150	2,238	0,926	0,350	0,007	5,2692	0,3459	0,00032	0,00001	0,0003076	1.117,96	4.130,48
1,51	35	55,130	1,434	0,573	0,611	0,019	4,7629	0,4469	0,00032	0,00007	0,0002526	1.769,33	5.900,01
1,20	35	43,440	1,132	0,179	0,775	0,031	4,4193	0,2446	0,00032	0,00014	0,0001752	1.966,90	7.066,91

B A B V

K E S I M P U L A N

Dari Study Perencanaan Short Cut K.Kemuning Sampang Madura ini dapat diambil kesimpulan, bahwa :

1. Dari perhitungan kemampuan palung sungai asli, banyak yang tidak mampu untuk menerima debit dengan periode tertentu, terlihat dengan dicobanya pada debit dengan periode 5 tahunan ($328 \text{ m}^3/\text{dt}$), banyak palung yang tidak mampu.
 2. Berdasarkan kondisi topografi, efisiensi dan prioritas pembebasan kota Sampang dari banjir, maka rute Short Cut diawali dari pertemuan K.Kemuning dengan afvour Karongan yang terletak didesa Gunung Sekar dan desa Karang Dalem, memotong Jalan Raya Kamal dan Jalan Raya Pangerangan untuk seterusnya bermuara diselat Madura.
 3. Debit banjir yang dipilih untuk bagian hulu pelimpah samping pada Q_{50} ($562 \text{ m}^3/\text{dt}$) dengan $h = 7,69 \text{ m}$, sedangkan pada bagian hilir pelimpah samping diambil pada Q_{10} ($396 \text{ m}^3/\text{dt}$) dengan $h = 6,02 \text{ m}$, dengan lebar dasar Short Cut = 35 m.
 4. Dimensi Short Cut yang dipilih, $b = 35 \text{ m}$, kemiringan talud 1:1, tinggi jagaan=2 m, $h=6,02 \text{ m}$, $I \text{ rata} = 0,00032$.
-

5. Hasil perhitungan stabilitas lereng Short Cut dan stabilitas bendung adalah :

$$F_s \text{ (kosong) } = 1,366 \dots\dots\dots > 1,2 \dots\dots\dots (\text{ok})$$

$$F_s \text{ (terisi) } = 1,325 \dots\dots\dots > 1,2 \dots\dots\dots (\text{ok})$$

6. Stabilitas bendung saat muka air pada elevasi mercu pelimpah ,

- Keamanan terhadap guling $e = 3,32 < 1/6L = 3,98$
- Tekanan tanah dibawah bendung $0,125 \text{ kg/cm}^2$ pada titik S dan $1,376 \text{ kg/cm}^2$ pada titik B.
- Kontrol terhadap gelincir $S = 3,517 > 1,5$

7. Stabilitas bendung saat air dihilu bendung mencapai debit banjir rencana,

- Keamanan terhadap guling $e = 1,7 < 1/6L = 3,9$
- Tekanan tanah dibawah bendung $0,499 \text{ kg/m}^2$ pada titik S dan $1,271 \text{ kg/m}^2$ pada titik B.
- Kontrol terhadap gelincir $S = 4,372 > 1,5$

8. Jumlah angkutan sedimen yang melewati Short Cut dari suspended load dan bed load totalnya $136268,45 \text{ ton/th.}$

9. Kecepatan pada Short Cut cukup memenuhi syarat baik ditinjau dari $V_{\min} < 0,76$ atau dari $V_{cr} < (2,26)$.

$$V_{\text{sal}} = 2,15 \text{ m/dt .}$$

10. Pada pertemuan antara Short Cut dengan laut terjadi Back Water, karena muka air Short Cut (+ 1.14) lebih tinggi dari muka air laut pasang (+ 1,6), ditinjau dari MSL (Mean Sea Level).

DAFTAR PUSTAKA

1. OPEN CHANNEL HYDRAULICS, oleh VEN TE CHOW, Ph.D
2. FLUID MECHANICS, oleh VICTOR L. STREETER
3. STEEL DESIGNER MANUAL
4. HIDROLOGI UNTUK PERENCANAAN BANGUNAN AIR, oleh IR. IMAN SUBARKAH
5. BANGUNAN AIR, oleh IR.IAMAM SUBARKAH
6. DIKTAT MEKANIKA TANAH. oleh IR.SUDJARNAKO
7. SEMINAR PENGAIRAN SEPI No.6. RAINFALL & RUN OFF RELATION AND DESIGN FLOOD, DARI DIREKTORAT JENDRAL PENGAIRAN DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM.
8. CATATAN-CATATAN KULIAH.
9. DIKTAT KULIAH WADUK. oleh PROF.IR.SOEMADIJO.
10. BENDUNGAN TYPE URUGAN,OLEH IR.SUYONO SOSRODARSONO